

repository.ub.ac.id

**DESAIN REKAYASA GEMPA BERBASIS KINERJA DENGAN
METODE *DIRECT DISPLACEMENT BASED DESIGN (DDBD)*
(Perencanaan Ulang Gedung Laboratorium Kebencanaan Jurusan
Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Brawijaya)**

SKRIPSI
TEKNIK SIPIL

**Ditujukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik**



**ARGA YUDHISTIRA PRAKOSA
NIM. 145060100111043**

**UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
MALANG**

2018

LEMBAR PENGESAHAN

**DESAIN REKAYASA GEMPA BERBASIS KINERJA DENGAN METODE
DIRECT DISPLACEMENT BASED DESIGN
(Perencanaan Ulang Gedung Laboratorium Kebencanaan Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Universitas Brawijaya)**

**SKRIPSI
TEKNIK SIPIL**

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik



**ARGA YUDHISTIRA PRAKOSA
NIM. 145060100111043**

Skripsi ini telah direvisi dan disetujui oleh dosen pembimbing
pada tanggal 23 Juli 2018

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II

Ari Wibowo, ST., MT., Ph.D
NIP. 19740619 200012 1002

Dr. Ir. Wisnumurti, MT
NIP. 19641207 199002 1 001

Mengetahui Sekretaris Jurusan

Dr. Eng. Eva Arifi, ST, MT
NIP. 19650423 199002 2001

HALAMAN IDENTITAS TIM PENGUJI SKRIPSI

Judul Skripsi :

DESAIN REKAYASA GEMPA BERBASIS KINERJA DENGAN METODE DIRECT
DISPLACEMENT BASED DESIGN
(Perencanaan Ulang Gedung Laboratorium Kebencanaan Jurusan Teknik Sipil Fakultas
Teknik Universitas Brawijaya)

Nama Mahasiswa : Arga Yudhistira Prakosa

NIM : 145060100111043

Program Studi : Teknik Sipil

Minat : Struktur

Tim Dosen Penguji :

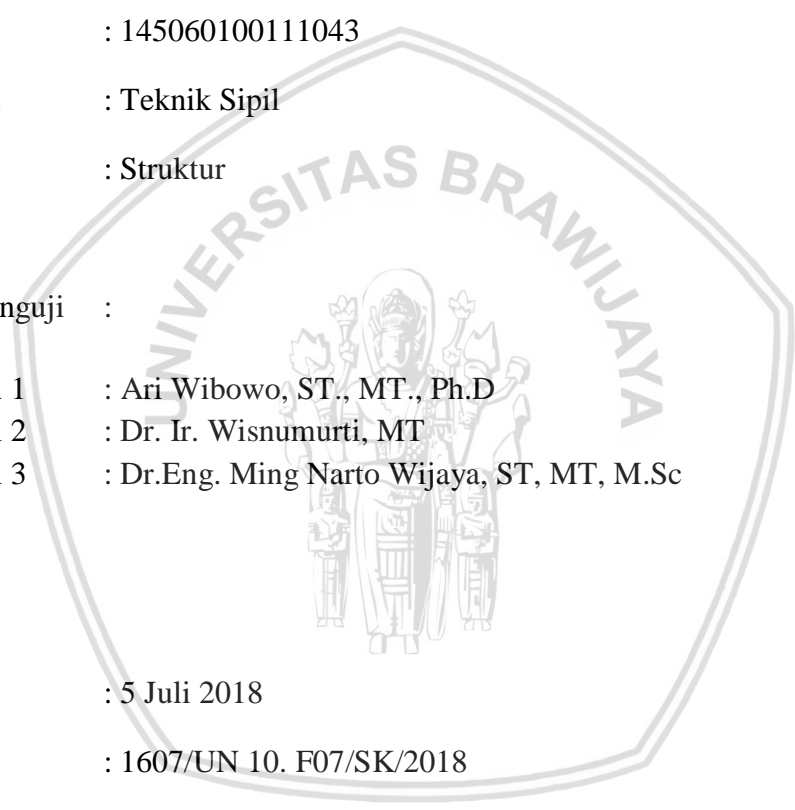
Dosen Penguji 1 : Ari Wibowo, ST., MT., Ph.D

Dosen Penguji 2 : Dr. Ir. Wisnumurti, MT

Dosen Penguji 3 : Dr.Eng. Ming Narto Wijaya, ST, MT, M.Sc

Tanggal Ujian : 5 Juli 2018

SK Penguji : 1607/UN 10. F07/SK/2018



LEMBAR PERNYATAAN ORISINALITAS

Saya menyatakan dengan sebenar-benarnya bahwa sepanjang pengetahuan saya dan berdasarkan hasil penelusuran sebagai karya ilmiah, gagasan, dan masalah ilmiah yang diteliti dan diulas di dalam naskah skripsi ini adalah asli dari pemikiran saya, tidak terdapat karya ilmiah yang pernah diajukan oleh orang lain untuk memperoleh gelar akademik di suatu perguruan tinggi, dan tidak terdapat karya atau pendapat yang pernah ditulis atau diterbitkan oleh orang lain, kecuali yang secara tertulis dikutip dalam naskah ini dan disebutkan dalam sumber kutipan dan daftar pustaka.

Apabila ternyata di dalam naskah skripsi ini dapat dibuktikan terdapat unsur-unsur plagiasi, saya bersedia skripsi ini dibatalkan, serta diproses sesuai dengan peraturan perundang-undangan yang berlaku (UU No. 20 Tahun 2003, pasal 25 ayat 2 dan pasal 70).

Malang, Juli 2018

Mahasiswa,

Arga Yudhistira Prakosa

NIM. 145060100111043

LEMBAR PERUNTUKKAN

Skripsi Ini Kupersembahkan Untuk Calon Ibu dari Anak-anakku



KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadiran Allah SWT, atas limpahan Rahmat dan Karunia-Nya, sehingga penulis dapat merampungkan skripsi untuk memenuhi persyaratan memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil di Universitas Brawijaya.

Penghargaan dan terima kasih yang setulus-tulusnya kepada orangtua tercinta yang telah senantiasa mendukung penulis dalam bentuk materil mauun moril selama menjalankan kuliah. Semoga Allah SWT selalu melimpahkan rahmat dan karunia di dunia dan di akhirat atas budi baik yang telah diberikan kepada penulis.

Terima kasih juga penulis sampaikan kepada pihak yang telah mendukung dalam penyelesaian penulisan skripsi ini atas segala ilmu, motivasi, dan pengalaman yang telah diberikan, oleh karena itu Penulis mengucapkan terima kasih kepada :

1. Bapak Dr. Eng. Alwafi Puji Raharjo, ST, MT selaku ketua jurusan Teknik Sipil Universitas Brawijaya.
2. Bapak Dr. Eng. Indradi W., ST, M.Eng.(Prac.) selaku ketua program studi S1 jurusan Teknik Sipil Universitas Brawijaya.
3. Bapak Ari Wibowo, ST, MT, Ph.D dan Dr. Ir. Wisnumurti, MT selaku dosen pembimbing 1 dan dosen pembimbing 2 yang dengan sabar telah membimbing, membantu, dan memberikan masukan dalam penyusunan skripsi ini.
4. Bapak Dr. Eng. Ming Narto W., ST, M.Sc selaku dosen penguji.
5. Ibu Dr. Eng. Eva Arifi, ST, MT selaku dosen yang memberikan gambar DED yang penulis gunakan sebagai kajian skripsi.
6. Bapak Ir. Sugeng P. Budio, MS , bapak R. Martin Simatupang ST, MT, M.Sc , dan bapak Dr. Eng. Ming Narto W. selaku dosen pembimbing Tim Balapati dalam KJI dan Asia Bricom atas segala ilmu, pengalaman, dan teladan yang telah diberikan sehingga penulis dapat menjadi pribadi lebih baik.
7. Bapak ibu dosen Teknik Sipil yang telah membantu memberikan saran dan masukan terhadap penulisan ini.
8. Tim BALAPATI yaitu Rachman N, Pratama D R, Fahara A, dan Kireina A W yang telah menjadi partner dalam susah maupun senang selama penulis kuliah.
9. Tim PUNAKAWAN yaitu Sasmita H, Robertus A Y, Aditya C, Prasetyo F S selaku pembimbing, teladan, dan inspirator sehingga penulis dapat menjadi pribadi yang lebih baik.

repository.ub.ac.id

Akhir kata penulis menyadari bahwa dalam penulisan skripsi ini masih jauh dari kesempurnaan. Karena itu, penulis memohon saran dan kritik yang sifatnya membangun demi kesempurnaannya dan semoga bermanfaat bagi kita semua. Amin.

Malang, Juni 2018

Penulis



DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	iii
DAFTAR TABEL	vi
DAFTAR GAMBAR	viii
DAFTAR LAMPIRAN.....	xi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Batasan Masalah	2
1.4 Tujuan Penelitian	3
1.5 Manfaat Penelitian	3
BAB II KAJIAN PUSTAKA	4
2.1 Umum	4
2.2 Gempa Bumi	4
2.3 Jenis dan Perilaku Struktur	5
2.3.1 Sistem Rangka Portal Pemikul Momen (SRPM)	6
2.3.2 Kriteria desain	7
2.4 Analisa Dinamis Struktur Gedung	11
2.4.1 <i>Single Degree Of Freedom (SDOF)</i>	11
2.4.2 Periode getar alami	12
2.4.3 Analisa <i>non-linear pushover</i>	13
2.5 Filosofi Desain Bangunan Tahan Gempa	15
2.5.1 Desain filosofi berdasarkan intensitas gempa.....	15
2.5.2 Mekanisme keruntuhan	16
2.6 <i>Performance Based Seismic Design (PBSD)</i>	17
2.6.1 <i>Performance levels</i>	18
2.6.2 Batas perpindahan.....	19
2.6.3 Macam-macam <i>performance based seismic design</i>	20
2.7 <i>Direct Displacement Based Design (DDBD)</i>	21
2.7.1 Konsep dasar <i>Direct Displacement Based Design</i>	22
2.7.2 Perbedaan antara <i>DDBD</i> dengan <i>FBD</i>	23
2.7.3 <i>Flowchart</i> metode <i>Direct Displacement Based Design</i>	26
BAB III METODE PENELITIAN	27
3.1 Data Umum Bangunan Gedung	27
3.2 <i>Preliminary Design</i>	27
3.3 Pemodelan pada Program ETABS	35
3.3.1 Sistem koordinat	35
3.3.2 Elemen struktur	36
3.3.3 Analisis struktur	37
3.4 Pembebanan Struktur	39

3.4.1 Beban mati	39
3.4.2 Beban hidup	40
3.4.3 Kombinasi pembebanan	40
3.5 Respon Gempa Elastis	41
3.6 Langkah-Langkah Menghitung Gaya Geser Dasar Metode <i>DDBD</i>	45
BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN	51
4.1 Berat Seismik Efektif	51
4.2 Desain Gaya Geser Dasar	51
4.2.1 Profil perpindahan rencana	51
4.2.2 Desain perpindahan <i>SDOF</i>	52
4.2.3 Tinggi efektif	52
4.2.4 Massa efektif	53
4.2.5 Redaman efektif ekuivalen	53
4.2.6 Periode efektif	55
4.2.7 Kekakuan efektif	58
4.2.8 Gaya geser dasar	58
4.3 Pembebanan Struktur	60
4.3.1 Pembebanan mati	60
4.3.2 Pembebanan mati tambahan	60
4.3.3 Pembebanan gempa statik	62
4.4 Hasil Analisis Struktur	62
4.5 Pendetailan Elemen Struktur	63
4.5.1 Pendetailan balok induk	64
4.5.1.1 Penulangan longitudinal lentur	66
4.5.1.2 Penulangan transversal geser	69
4.5.1.3 Penulangan torsi	78
4.5.1.4 Rekapitulasi penulangan balok	78
4.5.2 Pendetailan kolom	79
4.5.2.1 Penulangan longitudinal	79
4.5.2.2 Penulangan transversal	82
4.5.2.3 Cek syarat <i>Strong Column-Weak Beam</i>	85
4.5.2.4 Rekapitulasi penulangan kolom	89
4.6 Evaluasi Kinerja Struktur	90
4.6.1 Evaluasi kinerja struktur sesuai DED	90
4.6.2 Evaluasi tingkat kinerja	92
4.6.2.1 Kurva kapasitas arah X	92
4.6.2.2 Kurva kapasitas arah Y	95
4.6.2.3 Rekap perhitungan	98
4.6.3 Perbandingan <i>drift</i> dan <i>displacement</i>	98
4.6.4 Idealisasi respon struktur dengan <i>SNI 1726-2012</i>	100
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN	102
5.1 Kesimpulan	102
5.2 Saran	102

DAFTAR PUSTAKA	104
LAMPIRAN	106



DAFTAR TABEL

<i>Tabel 2.1 Batasan Simpangan pada Performance Levels.....</i>	20
<i>Tabel 3.1 Spesifikasi Material</i>	27
<i>Tabel 3.2 Dimensi Elemen Struktur</i>	35
<i>Tabel 3.3 Beban Mati dan Beban Mati Tambahan Komponen Gedung</i>	40
<i>Tabel 3.4 Beban Hidup Komponen Gedung</i>	40
<i>Tabel 3.5 Kombinasi Pembebanan</i>	41
<i>Tabel 3.6 Faktor Keutamaan Gempa.....</i>	42
<i>Tabel 3.7 Faktor R, Cd, dan Ω untuk Sistem Penahan Gaya Gempa</i>	42
<i>Tabel 3.8 Koefisien Keutamaan Situs, F_a (atas) dan F_v (bawah).....</i>	43
<i>Tabel 3.9 Nilai Respon Spektrum Desain Elastik (redaman 5%).....</i>	45
<i>Tabel 4.1 Berat Seismik Efektif dan Kombinasi</i>	51
<i>Tabel 4.2 Perhitungan Profil Perpindahan Rencana.....</i>	52
<i>Tabel 4.3 Perhitungan Drift Leleh Arah X-X.....</i>	53
<i>Tabel 4.4 Perhitungan Drift Leleh Arah Y-Y</i>	54
<i>Tabel 4.5 Perhitungan Spectra Displacement dengan Redaman Efektif Arah X-X.....</i>	56
<i>Tabel 4.6 Perhitungan Spectra Displacement dengan Redaman Efektif Arah Y-Y.....</i>	57
<i>Tabel 4.7 Perhitungan Distribusi Gaya Geser per Lantai Arah X-X.....</i>	59
<i>Tabel 4.8 Perhitungan Distribusi Gaya Geser per Lantai Arah Y-Y</i>	59
<i>Tabel 4.9 Rekapitulasi Penulangan Longitudinal Balok B1.....</i>	73
<i>Tabel 4.10 Rekapitulasi Penulangan Balok.....</i>	79
<i>Tabel 4.11 Hasil Kombinasi Beban Kolom Koordinat B3 Lantai Dasar</i>	80
<i>Tabel 4.12 Hasil Kombinasi Beban Kolom Koordinat D3 Lantai Dasar</i>	80
<i>Tabel 4.13 Gaya Aksial Hasil Kombinasi Beban.....</i>	85
<i>Tabel 4.14 Rekap Perhitungan Mnc</i>	86
<i>Tabel 4.15 Rekap Perhitungan Mnb</i>	89
<i>Tabel 4.16 Perhitungan Strong Column Weak Beam (SCWB)</i>	89
<i>Tabel 4.17 Rekap Perhitungan Penulangan Kolom.....</i>	89
<i>Tabel 4.18 Parameter Perhitungan Struktur Sesuai Gambar DED arah X</i>	90
<i>Tabel 4.19 Parameter Perhitungan Struktur Sesuai Gambar DED arah Y</i>	91
<i>Tabel 4.20 Output Beban Dorong dan Perpindahan Non-Linear Pushover Arah X</i>	93
<i>Tabel 4.21 Parameter Perhitungan Arah X.....</i>	95
<i>Tabel 4.22 Output Beban Dorong dan Perpindahan Non-Linear Pushover Arah Y</i>	95

<i>Tabel 4.23</i> Parameter Perhitungan Arah Y	97
<i>Tabel 4.24</i> Penentuan <i>Performance Level</i> Desain dan Hasil Analisis	98
<i>Tabel 4.25</i> Perbandingan Nilai <i>Drift</i> dan <i>Displacement</i> Arah X dan Y	99
<i>Tabel 4.26</i> Perbandingan Parameter Respons dengan Faktor pada <i>SNI 1726-2012</i>	101



DAFTAR GAMBAR

<i>Gambar 2.1</i> Episenter Gempa Vulkanik	5
<i>Gambar 2.2</i> Simpangan Antar Lantai.....	8
<i>Gambar 2.3</i> Hysterical Loops Portal Terbuka.....	9
<i>Gambar 2.4</i> Diagram Tegangan-Regangan yang Menunjukkan Perbedaan Perilaku....	10
<i>Gambar 2.5</i> Hubungan Kekuatan dengan Daktilitas.....	10
<i>Gambar 2.6</i> Model struktur dan MDOF	11
<i>Gambar 2.7</i> Model Matematis Sistem SDOF	12
<i>Gambar 2.8</i> Contoh Mode Shape Pertama, Kedua, dan Ketiga	13
<i>Gambar 2.9</i> Langkah-langkah Metode Analisis <i>Non-Linear Pushover</i>	14
<i>Gambar 2.10</i> Level Kerusakan pada Bangunan Gedung	16
<i>Gambar 2.11</i> Mekanisme Keruntuhan pada Portal.....	16
<i>Gambar 2.12</i> Performance Levels of PBSB	17
<i>Gambar 2.13</i> Flow-Chart Performance Based Seismic Design	18
<i>Gambar 2.14</i> Earthquake Performance Level.....	19
<i>Gambar 2.15</i> Konsep Direct Displacement Based Design	22
<i>Gambar 2.16</i> Kurva Gaya dan Perpindahan Respon Elastik dan Inelastik.....	23
<i>Gambar 2.17</i> Konsep Initial Stiffness dan Secant Stiffness.....	24
<i>Gambar 2.18</i> Flow-chart Metode DDBD	26
<i>Gambar 3.1</i> Denah Lantai Dasar (Level 0).	28
<i>Gambar 3.2</i> Denah Lantai Mezanin (Level 1)	28
<i>Gambar 3.3</i> Denah Lantai 2-6 (tipikal) (Level 2-6)	29
<i>Gambar 3.4</i> Denah Lantai atap (Level 7).....	29
<i>Gambar 3.5</i> Potongan Melintang A-A.....	30
<i>Gambar 3.6</i> Potongan Memanjang B-B.....	31
<i>Gambar 3.7</i> Pemodelan Denah Balok-Kolom Lantai Dasar (Level 0)	32
<i>Gambar 3.8</i> Pemodelan Denah Balok-Kolom Lantai Mezanin (Level 1).....	32
<i>Gambar 3.9</i> Pemodelan Denah Balok-Kolom Lantai 2-4 (Level 2-4)	33
<i>Gambar 3.10</i> Pemodelan Denah Balok-Kolom Lantai 5 (Level 5).....	33
<i>Gambar 3.11</i> Pemodelan Denah Balok-Kolom Lantai 6 (Level 6).....	34
<i>Gambar 3.12</i> Pemodelan Denah Balok-Kolom Lantai atap (Level 7)	34
<i>Gambar 3.13</i> Keterangan Arah Sumbu Global dan Lokal	36
<i>Gambar 3.14</i> Pemodelan Struktur pada Struktur ETABS.....	36

<i>Gambar 3.14</i> Pemodelan Struktur pada Struktur ETABS	36
<i>Gambar 3.15</i> Input <i>Non-Linear Pushover Case</i> Arah X (<i>PushX</i>)	38
<i>Gambar 3.16</i> Tingkatan Plastifikasi Sendi Plastis Elemen Struktur.....	38
<i>Gambar 3.17</i> Pemodelan Sendi Plastis arah melintang dan arah memanjang	39
<i>Gambar 3.18</i> Peta Gempa dengan Periode Ulang 2500 tahun dan $T=0,2$ detik	42
<i>Gambar 3.19</i> Peta Gempa dengan Periode Ulang 2500 tahun dan $T=1$ detik	43
<i>Gambar 3.20</i> Kurva Respon Spektrum Desain Elastik (redaman 5%)	45
<i>Gambar 3.21</i> Langkah-langkah Menghitung Gaya Geser Dasar Metode DDBD	46
<i>Gambar 3.22</i> <i>Respons Spektrum Desain dan Spektrum Perpindahan</i>	49
<i>Gambar 4.1</i> Simulasi <i>SDOF</i>	53
<i>Gambar 4.2</i> Kurva Hubungan Redaman Ekvivalen.....	54
<i>Gambar 4.3</i> <i>Spectra Displacement</i> (SD) pada Redaman 12,4%	55
<i>Gambar 4.4</i> <i>Spectra Displacement</i> (SD) pada Redaman 14,2%	58
<i>Gambar 4.5</i> Input <i>Load Pattern</i> pada software ETABS	60
<i>Gambar 4.6</i> Pengaplikasian beban gempa pada pusat massa lantai atap arah Y	62
<i>Gambar 4.7</i> Diagram Momen dan Gaya Geser Arah Memanjang.....	63
<i>Gambar 4.8</i> Diagram Momen dan Gaya Geser Arah Melintang	63
<i>Gambar 4.9</i> Diagram Momen balok E3-G3 lantai 3.....	64
<i>Gambar 4.10</i> Diagram Gaya Geser balok E3-G3 lantai 3	64
<i>Gambar 4.11</i> Diagram Momen balok A3-B3 lantai 2.....	65
<i>Gambar 4.12</i> Diagram Gaya Geser balok A3-B3 lantai 2	65
<i>Gambar 4.13</i> Mekanisme Geser Pada Balok Akibat Goyangan	74
<i>Gambar 4.14</i> Diagram Interaksi dan Plot Gaya Dalam Kolom K1 Arah X	81
<i>Gambar 4.15</i> Diagram Interaksi dan Plot Gaya Dalam Kolom K1 Arah Y	81
<i>Gambar 4.16</i> Kurva Pushover dan Idealisasi Struktur Sesuai Gambar DED arah X	91
<i>Gambar 4.17</i> Kurva Pushover dan Idealisasi Struktur Sesuai Gambar DED arah Y	92
<i>Gambar 4.18</i> Sendi Plastis yang terbentuk pada <i>Pushover Step 1 & 2</i> Arah X.....	93
<i>Gambar 4.19</i> Sendi Plastis yang terbentuk pada <i>Pushover Step 3 & 4</i> Arah X.....	94
<i>Gambar 4.20</i> Kurva <i>Pushover</i> dan Idealisasi Arah X.....	94
<i>Gambar 4.21</i> Sendi Plastis yang terbentuk pada <i>Pushover Step 1 & 2</i> Arah Y.....	96
<i>Gambar 4.22</i> Sendi Plastis yang terbentuk pada <i>Pushover Step 3 & 5</i> Arah Y.....	96
<i>Gambar 4.23</i> Kurva <i>Pushover</i> dan Idealisasi Arah Y	97
<i>Gambar 4.24</i> Kurva Perbandingan <i>drift story</i> arah X dan arah Y	99
<i>Gambar 4.25</i> Kurva Perbandingan <i>displacement</i> arah X dan arah Y	100

Gambar 4.26 Idealisasi Respon Struktur Berdasarkan SNI 1726-2012 Arah X 100

Gambar 4.27 Idealisasi Respon Struktur Berdasarkan SNI 1726-2012 Arah Y 101



DAFTAR LAMPIRAN

<i>Lampiran 1 Gambar DED (Detailed Enginnering Design).....</i>	<i>107</i>
<i>Lampiran 2 Perhitungan Masssa Tiap Lantai.....</i>	<i>126</i>
<i>Lampiran 3 Perhitungan Penulangan</i>	<i>134</i>
<i>Lampiran 4 Detail Penulangan</i>	<i>227</i>



RINGKASAN

Arga Yudhistira Prakosa, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Universitas Brawijaya, Juni 2018, *Desain Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja dengan Metode Direct-Displacement Based Design (Perencanaan Ulang Gedung Lab. Kebencanaan Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Brawijaya)*, Dosen Pembimbing: Ari Wibowo dan Wisnumurti.

Pada tahun 2016, *National Earthquake Information Center* (NEIC) mencatat sebanyak 20.000 gempa bumi terjadi setiap tahunnya di seluruh dunia. Dimana hampir 80% gempa bumi terjadi di sepanjang lempeng pasifik atau yang biasa disebut “*ring of fire*” termasuk Indonesia. Konsep perencanaan bangunan tahan gempa yang konvensional (*force based seismic design*) dinilai tidak efisien dan kurang cocok dengan kondisi riil, dikarenakan pada kondisi riil perilaku keruntuhan struktur saat terkena gempa adalah inelastis (perilaku material non-linier).

Hal ini mendorong adanya pengembangan konsep desain alternatif yang disebut *Performance Based Seismic Design (PBSD)*. Salah satu metode pada *PBSD* yang baru-baru ini sedang gencar-gencarnya dikembangkan yaitu *Direct Displacement Based Design (DDBD)*. Pada *DDBD* nilai *displacement* atau perpindahan lebih ditekankan sebagai acuan untuk menentukan kekuatan yang diperlukan bangunan terhadap gempa desain. Pada kajian ini digunakan gedung Lab. Kebencanaan Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Brawijaya untuk direncanakan ulang pada target kinerja *Life Safety* (ATC-40). Analisis dilaksanakan dengan bantuan software ETABS untuk mengetahui gaya-gaya dalam elemen struktur dan mengetahui perilaku struktur dengan menggunakan analisis *non-linear pushover*. Sedangkan untuk pengaplikasian gempa dilakukan dengan metode *DDBD* dan *SNI 1726-2012* sebagai pedoman peraturan.

Hasil perencanaan ulang Gedung Lab. Kebencanaan Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Brawijaya dengan metode *DDBD* didapatkan nilai daktilitas perpindahan aktual hasil analisis *non-linear pushover* adalah 2,126 untuk arah X dan 2,402 untuk arah Y. Nilai perioda efektif struktur adalah 0,898 detik untuk arah X dan 1,32 detik untuk arah Y. Nilai simpangan aktual hasil analisis *non-linear pushover* adalah 0,015 untuk arah X dan 0,016 arah Y. Sehingga dapat disimpulkan bahwa secara keseluruhan setelah mengalami gempa, struktur akan memiliki perilaku sesuai dengan target kinerja yang direncanakan di awal yaitu *life safety* (nilai simpangan 0,02). Dari hasil perbandingan antara parameter-parameter hasil analisis dengan tabel Faktor R , Ω , dan C_d yang ada di *SNI 1726-2012*, dapat disimpulkan klasifikasi struktur berdasarkan sistem penahan gaya seismik, yaitu masuk dalam kategori Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

Kata kunci: *performance based seismic design, direct-displacement based design, DDBD, performance point, performance level*

SUMMARY

Arga Yudhistira Prakosa, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Brawijaya, June 2018, *Performance Based Seismic Design with Direct-Displacement Method (The redesign of Disaster Laboratory Civil Engineering University of Brawijaya)*, Academic Supervisor: Ari Wibowo dan Wisnumurti.

In 2016, *National Earthquake Information Center (NEIC)* records 20.000 earthquake happened every year. Where almost 80% of the earthquake happened in the *ring of fire* including Indonesia. The conventional design concept (*force based seismic design*) give inefficient results and cannot provide the actual behaviour of the structure, because in the actual condition the structure collapse behaviour after earthquake is inelastic.

This problem pushes the development of *performance-based seismic design (PBSD)*. One among many methods of *PBSD* is called *direct-displacement based design (DDBD)* where the design processes are more focused on the displacement instead of the element's strength. Disaster Laboratory of Civil Engineering University of Brawijaya is used in this research. According to ATC-40, the suitable target performance for a new building design is *life safety*. The analysis are done by using ETABS to calculate the internal force of the elements and to analyze the structure behaviour using *non-linear pushover analysis*. The applied earthquake load are calculated using *DDBD* method and referring to Indonesia's earthquake design guide *SNI 1726-2012*.

The results of the design process are concluded with several structural behaviour parameters. The effective periods of the structure is 0,898 second for X direction and 1,32 second for Y direction. The displacement ductility of each direction is 2,126 for X direction and 2,402 for Y direction. The actual drift from the *non-linear pushover* analysis is 0,015 for X direction and 0,016 for Y direction. It can be concluded that the performance of the building after earthquake is close to the target performance which is *life safety* (0,02). The result of the response parameters comparison between the actual result and the factors obtained from *SNI 1726-2012* (R , Ω , dan C_d) can be concluded that based of the seismic behaviour type, the building belong in the Special Moment Resisting Frame (SMF) category.

Keywords: *performance based seismic design, direct-displacement based design, DDBD, performance point, performance level*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pada tahun 2016, *National Earthquake Information Center* (NEIC) mencatat sebanyak 20.000 gempa bumi terjadi setiap tahunnya di seluruh dunia. Dimana hampir 80% gempa bumi terjadi di sepanjang lempeng pasifik atau yang biasa disebut “*ring of fire*”. Terdapat 15 negara yang dilewati oleh *ring of fire*, Indonesia merupakan salah satunya. Maka dari itu untuk mengurangi resiko bencana yang terjadi, pembangunan gedung bertingkat tinggi di Indonesia harus mempertimbangkan segala kondisi *ultimate* (batas) yang disebabkan oleh gempa bumi.

Bangunan pada daerah rawan gempa di Indonesia harus direncanakan dengan mempertimbangkan adanya gempa bumi dalam berbagai tingkatan. Konsep perencanaan bangunan tahan gempa yang konvensional (*force based seismic design*) dinilai tidak efisien dan kurang cocok dengan kondisi riil, dikarenakan pada kondisi riil perilaku keruntuhan struktur saat terkena gempa adalah inelastis (perilaku material non-linier). Hal ini mendorong adanya pengembangan konsep desain alternatif yang lebih mengutamakan kapasitas perpindahan dibandingkan dengan kekuatan, konsep desain ini disebut *Performance Based Seismic Design* (PBSD).

PBSD memanfaatkan teknik analisa non-linier untuk menganalisa perilaku inelastis struktur dari berbagai macam intensitas gerakan tanah akibat gempa bumi, sehingga dapat diketahui kinerjanya pada kondisi kritis (Wiryanto D, 2008). Salah satu metode pada PBSD yang baru-baru ini sedang gencar-gencarnya dikembangkan yaitu *Direct Displacement Based Design* (DDBD). Pada DDBD nilai *displacement* atau perpindahan lebih ditekankan sebagai acuan untuk menentukan kekuatan yang diperlukan bangunan terhadap gempa desain (Tavio & Usman W, 2018, p.52).

Dalam kajian ini, digunakan Gedung Laboratorium Kebencanaan Teknik Sipil Universitas Brawijaya sebagai objek kajian. Gedung ini merupakan struktur gedung beton bertulang setinggi 7 lantai yang terletak di Kota Malang. Analisis akan dilakukan menggunakan software ETABS untuk pemodelan dan desain elemen struktur.

1.2 Identifikasi Masalah

Agar keamanan dan kenyamanan pada bangunan gedung bertingkat tinggi dapat terjamin, maka proses perencanaan harus dilaksanakan dengan detail dan menyerupai kondisi riil. Selain beban akibat gravitasi, beban lateral akibat gempa bumi juga perlu diperhitungkan. Sehingga untuk menghasilkan kajian yang mendalam tentang ketahanan gempa suatu struktur gedung beton bertulang dengan perilaku inelastis, maka digunakan konsep perencanaan *Performance Based Seismic Design* dengan metode *Direct Displacement Based Design*.

1.3 Rumusan Masalah

Permasalahan yang dirumuskan untuk kajian ini antara lain :

1. Bagaimana prosedur penggunaan metode *DDBD*?
2. Bagaimana desain gaya geser dasar dengan metode *DDBD*?
3. Bagaimana pemodelan struktur dan desain elemen struktur sesuai dengan *SNI 2847-2013*?
4. Bagaimana evaluasi kinerja struktur hasil desain dengan metode *DDBD*?

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah untuk kajian ini antara lain :

1. Model bangunan gedung yang digunakan adalah Gedung Laboratorium Kebencanaan Teknik Sipil Universitas Brawijaya.
2. Data bangunan eksisting menggunakan gambar DED (*Detailed Engineering Design*).
3. Desain yang dilakukan meliputi desain dimensi dan penulangan elemen struktur utama (balok dan kolom utama).
4. Mutu beton yang digunakan yaitu f'_c 25 MPa.
5. Mutu baja tulangan yang digunakan yaitu 390 MPa untuk tulangan ulir dan 240 MPa untuk tulangan polos.
6. Pembebanan gempa dan idealisasi respon struktur dibuat menurut *SNI 1726-2012*.
7. Desain penulangan elemen struktur (balok dan kolom utama) mengacu pada *SNI 2847-2013*.
8. Struktur dimodelkan dengan software ETABS.
9. Tumpuan struktur untuk analisis menggunakan tumpuan jepit sejajar permukaan tanah.
10. Struktur dimodelkan dengan sistem *open frame* dimana dinding dan plafon dianggap tidak berpengaruh pada kekakuan struktur.

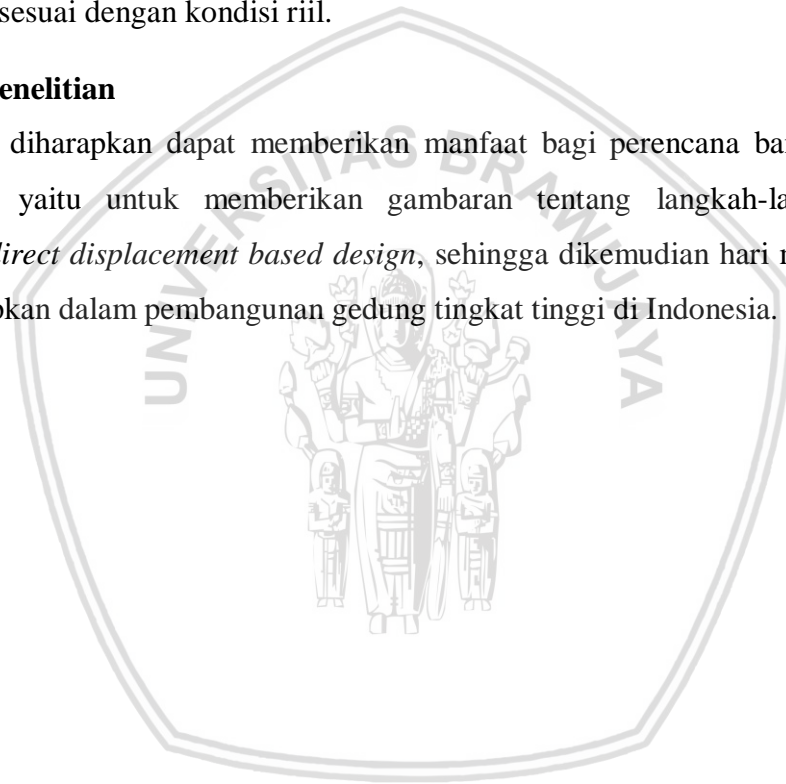
11. Pembebanan berdasarkan peraturan PPUG 1983 dan SNI 1727-2013.
12. Struktur atap dan tangga tidak dimodelkan pada analisis, dan hanya dijadikan beban yang dibebankan pada balok atau kolom dibawahnya.
13. Perhitungan analisa struktur menggunakan software ETABS dengan metode *non-linear pushover*.

1.4 Tujuan Penelitian

Kajian ini bertujuan untuk memberikan gambaran terkait langkah-langkah *direct displacement based design* untuk keperluan desain bangunan gedung tahan gempa, sehingga didapatkan desain bangunan gedung tahan gempa yang efisien dan mampu menggambarkan perilaku yang sesuai dengan kondisi riil.

1.5 Manfaat Penelitian

Kajian ini diharapkan dapat memberikan manfaat bagi perencana bangunan gedung tahan gempa yaitu untuk memberikan gambaran tentang langkah-langkah metode perencanaan *direct displacement based design*, sehingga dikemudian hari metode ini akan banyak diterapkan dalam pembangunan gedung tingkat tinggi di Indonesia.



BAB II

KAJIAN PUSTAKA

2.1 Umum

Suatu struktur harus mampu memikul beban yang direncanakan secara aman tanpa tegangan berlebih pada komponen materialnya dan memiliki deformasi yang masih dapat ditoleransi. Bila dua hal diatas tidak dapat terpenuhi maka struktur tersebut dinyatakan tidak memenuhi kemampu-layanan (*serviceability*). Perencana harus bisa memperkirakan beban-beban yang akan bekerja pada struktur untuk bisa memenuhi syarat kemampu-layanan struktur, baik itu beban statis maupun dinamis.

2.2 Gempa Bumi

Gempa bumi merupakan fenomena getaran yang dikaitkan dengan *kejutan* pada kerak bumi. Beban kejut ini disebabkan oleh banyak hal, tetapi salah satu penyebab utama adalah benturan pergesekan kerak bumi yang mempengaruhi permukaan bumi. Kejutan yang berkaitan dengan benturan tersebut menjalar dalam bentuk gelombang. Gelombang ini menyebabkan permukaan bumi dan bangunan diatasnya bergetar sehingga timbul gaya-gaya pada struktur bangunan karena adanya kecenderungan massa bangunan untuk mempertahankan dirinya dari gerakan (L. Schodek, 1980: 103).

Menurut Wang and Law (1994) akibat yang ditimbulkan oleh gempa bumi dapat dikategorikan menjadi dua golongan besar. Akibat yang pertama adalah akibat langsung (*direct effect*) dan akibat yang kedua adalah akibat tidak langsung (*indirect effect*). Yang dimaksud akibat tidak langsung adalah efek yang diakibatkan oleh kondisi topografi dan kondisi tanah yang mana kerusakan bangunan diperparah oleh peristiwa dari rambatan gelombang gempa. Sedangkan akibat langsung yang dimaksud adalah kerusakan struktur tanah ataupun kerusakan sesuatu diatas tanah seperti likuifaksi, penurunan tanah, tanah longsor, dan yang akan kita bahas lebih lanjut yaitu kerusakan bangunan.

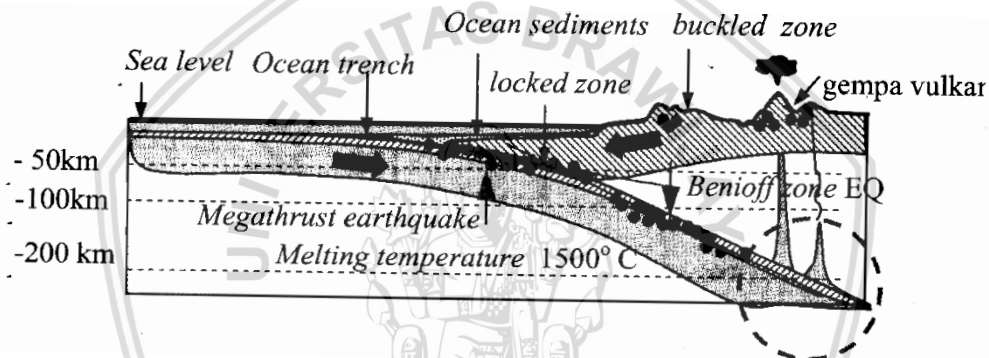
Gempa bumi terjadi akibat dari aktivitas fisik peristiwa geologi khususnya aktivitas didalam bumi dan teori lempeng tektonik (Pawirodikromo, 2012: 103). Berdasarkan penyebabnya, gempa bumi dibagi menjadi 4, yaitu:

1. Gempa Runtuhan (*Collapse Earthquake*).

Runtuhan lapisan tanah baik runtuh di dalam gua atau runtuh di dalam tambang-tambang (*mine burst*) dalam batas-batas tertentu dapat mengakibatkan getaran pada tanah. Keruntuhan tersebut dapat disebabkan oleh tegangan yang berlebihan akibat gaya gravitasi, perubahan properti tanah/batuan, ataupun ledakan bawah tanah yang diciptakan manusia.

2. Gempa Vulkanik (*Volcanic Earthquake*).

Gempa vulkanik terjadi karena adanya aktifitas vulkanik yaitu proses keluar paksa magma panas ke atas permukaan tanah. Keluarnya magma secara paksa tersebut juga menyebabkan driving force yang menimbulkan gerakan tanah menyerupai gempa dengan intensitas kecil.



Gambar 2.1 Episenter Gempa Vulkanik
Sumber : Press dan Siever, 1975

3. Gempa Ledakan (*Explosion Earthquake*).

Gempa ledakan terjadi karena adanya ledakan yang sangat besar di dalam tanah akibat kegiatan manusia contohnya seperti ledakan nuklir.

4. Gempa Tektonik (*Tectonic Earthquake*).

Gempa tektonik merupakan gempa yang paling sering terjadi dan yang memberikan dampak paling besar terhadap struktur-struktur di atas tanah, karena lokasi dan kekuatannya yang tidak dapat diprediksi. Dua lempeng tektonik yang saling bergesekan satu sama lain akan mengakibatkan tegangan, deformasi dan getaran yang disebarkan ke segala arah.

2.3 Jenis dan Perilaku Struktur

Struktur merupakan suatu sistem atau sarana untuk menyalurkan beban, baik beban yang berubah-ubah (dinamis) ataupun beban yang tidak bergerak (statis), dari atas atau permukaan tanah menuju ke lapisan tanah yang mampu menahan beban-beban tersebut (L.

Schodek, 1980: 3). Dalam sebuah struktur terdapat paling tidak dua atau lebih unsur yang bekerja dengan fungsi yang berbeda namun saling kebergantungan.

Bangunan gedung merupakan struktur yang memiliki rangka/skeleton sehingga dapat berdiri secara tegak dan mampu menahakan beban yang mungkin terjadi. Bangunan gedung memiliki beberapa variasi dilihat dari struktur utama yang membentuknya. Hal-hal yang mempengaruhi pemilihan struktur utama tersebut adalah banyaknya tingkat, jenis material yang digunakan, jenis beban yang bekerja, dan lokasi. Menurut Kowalczyk dkk (1995) terdapat beberapa jenis struktur utama bangunan yaitu:

1. *Framing system : frame, bearing structural walls, core system, tube system*
2. *Bracing system : frame-bracing, steel-core bracing, shear-wall bracing*
3. *Floor framing : flat-plate, flat-slab.*

Dalam kajian kali ini pembahasan akan difokuskan pada *framing system* (rangka portal) dimana sistem tersebut merupakan sistem yang paling umum digunakan untuk bangunan gedung. Selain itu jenis rangka portal yang digunakan adalah *moment resisting frame* (sistem rangka pemikul momen).

2.3.1 Sistem Rangka Portal Pemikul Momen (SRPM)

Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) adalah sistem rangka ruang dimana komponen-komponen struktur dan joinnya menahan gaya-gaya dalam yang berkerja melalui aksi lentur, geser, dan aksial. Dalam ASCE 7-10 (yang kemudian diadopsi di SNI 1726-2012) SRPM dibagi menjadi 3 bergantung pada intensitas beban gempa nya atau karena intensitas beban gempa berhubungan erat dengan lokasi terjadinya gempa, maka bisa disebut juga pembagiannya juga bergantung pada lokasinya. Namun pada prinsipnya jenis SRPM yang digunakan tidak terikat pada lokasi dibangunnya gedung tersebut melainkan perilaku struktur dan biaya yang dapat dikeluarkan. Berikut merupakan jenis dari SRPM.

1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

Pada SRPMB struktur diharapkan memiliki tingkat daktilitas **elastik penuh** dan memiliki kekuatan paling tinggi (getas). Sehingga dapat disimpulkan bila SRPMB ideal untuk diterapkan pada wilayah dengan probabilitas terjadi gempa kecil. Bila sistem ini diterapkan pada wilayah dengan probabilitas gempa kuat, maka dimensi dan perkuatan yang dibutuhkan struktur akan sangat besar mengingat struktur masih harus dalam fase elastis setelah terkena gempa kuat. Hal ini berarti bangunan gedung membutuhkan biaya yang sangat tinggi untuk pembuatannya.

2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

Pada SRPMM struktur diharapkan memiliki tingkat **daktilitas terbatas**. Secara umum SRPMM merupakan keadaan diantara 2 jenis SRPM lainnya. Sistem ini biasanya digunakan di wilayah dengan probabilitas gempa menengah.

3. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Pada SRPMK struktur diharapkan memiliki tingkat **daktilitas penuh**. Daktilitas penuh identik dengan adanya simpangan atau perpindahan yang besar sehingga dapat disimpulkan pada SRPMK struktur diperbolehkan mengalami kerusakan namun tidak sampai terjadi keruntuhan. Hal ini mencerminkan bahwa SRPMK ideal untuk diterapkan pada wilayah dengan probabilitas gempa kuat, sehingga pada saat terkena gempa kuat, gedung akan dapat berdeformasi dengan bebas dalam menyerap energi gempa namun tidak mengalami keruntuhan. Sehingga dimensi dan perkuatan struktur tidak perlu terlalu besar dan biaya pembuatan yang dibutuhkan tidak terlalu tinggi.

Dalam SNI 1726 2012, perbedaan paling terlihat pada SRPMB, SRPMM, dan SRPMK yaitu pada *force reduction factor* (R). Nilai faktor reduksi pada SRPMK merupakan yang terbesar daripada jenis lainnya, dan nilai faktor reduksi SRPMB merupakan yang terkecil. Hal ini menunjukkan bahwa bangunan tidak perlu dibuat sangat kuat (selalu elastis), maka kekuatan gempa rencana dapat dikurangi sampai level tertentu. Maka selama masa layan bangunan jika terjadi gempa kuat bangunan masih diperbolehkan mengalami kerusakan namun tidak runtuh.

2.3.2 Kriteria desain

Kriteria desain diperlukan agar bangunan memiliki ketahanan yang baik terhadap beban dinamis. Secara umum kriteria desain yang memungkinkan bangunan memiliki performa yang diinginkan adalah sebagai berikut :

1. Kekuatan (*strength*)

Bangunan gedung harus dapat menahan segala bentuk beban kombinasi selama masa layan bangunan (*life service time*). Kriteria sebuah bangunan dikatakan memiliki kekuatan yang cukup yaitu saat berbagai kombinasi diberikan, tegangan yang terjadi harus masih dalam batas tegangan ijin (*stress govern*).

Apabila suatu material diberi tegangan, titik leleh akan terlihat dengan mudah ditandai dengan adanya penambahan deformasi secara tiba-tiba. Selanjutnya bila tegangan terus bertambah, material akan mengalami kondisi plastis (deformasi permanen). Pada kondisi plastis bila tegangan terus bertambah, penambahan deformasi akan terjadi secara signifikan

hingga material mulai tidak aman untuk terus mengalami penambahan tegangan. Kondisi ini disebut kekuatan batas (*ultimate strength*).

2. Kekakuan (*stiffness*)

Kekakuan suatu struktur merupakan kemampuan struktur untuk menahan deformasi akibat beban eksternal. Kekakuan juga berhubungan dengan respon dinamis suatu struktur terhadap adanya beban dinamis atau getaran yang ada di sekitar bangunan. Kekakuan suatu material dapat dihitung dengan rumus dibawah.

$$k = \frac{F}{\delta}$$

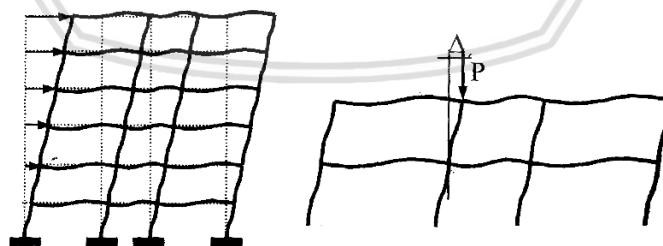
F = gaya yang diaplikasikan
 δ = perpindahan derajat kebebasan tunggal

Kriteria bangunan gedung dikatakan memiliki kekakuan yang cukup adalah nilai lendutan/simpangan yang terjadi masih relatif kecil sehingga gedung tersebut masih nyaman untuk digunakan beraktifitas. Dalam mengukur simpangan yang terjadi pada bangunan bertingkat tinggi ada istilah yang dinamakan *drift ratio* atau *drift index*. *Drift ratio* merupakan rasio antara simpangan antar-tingkat dengan tinggi tingkat.

$$\text{Drift ratio} = \frac{\Delta}{h}$$

Δ = simpangan antar-tingkat
 h = tinggi tingkat

Didalam *Performance Based Seismic Design (PBSD)*, *drift ratio* menjadi kriteria performa sebuah bangunan dikatakan aman. Hal ini dikarenakan apabila simpangan antar tingkat (Δ) terlalu besar, maka akan timbul efek $P-\Delta$ yang akan menimbulkan momen pada kolom menjadi sangat besar sehingga membahayakan kestabilan struktur.



Gambar 2.2 Simpangan Antar Lantai
 Sumber : Prawirodikromo, 2012

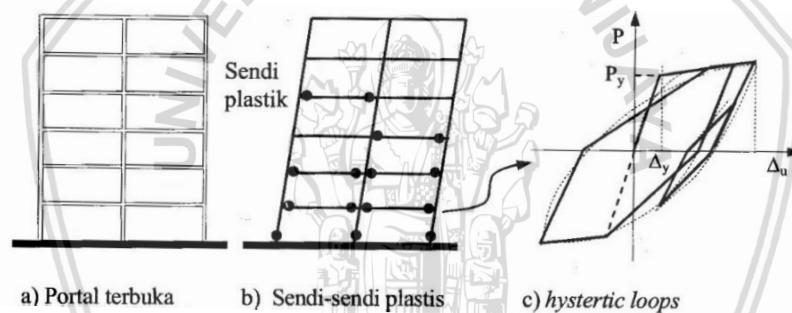
3. Sistem pelepasan energi (*energy dissipation system*)

Pada saat terjadi gempa, sebuah bangunan gedung diperbolehkan mengalami kerusakan apabila gempa yang terjadi lebih besar daripada gempa yang direncanakan. Kerusakan akibat beban dinamis/siklik tidak boleh menjadikan elemen struktur getas, tetapi harus tetap liat/daktail. Kerusakan tersebut harus terjadi pada tempat yang direncanakan (umumnya

pada ujung-ujung balok) yaitu pada sendi plastis. Apabila telah terjadi demikian, maka pelepasan energi telah terjadi pada tempat-tempat sendi plastis. Apabila setelah terjadi kerusakan sendi-sendi plastis pada struktur bersifat daktail, maka dapat dikatakan telah terjadi sistem pelepasan energi dengan baik.

4. Stabilitas (*stability*)

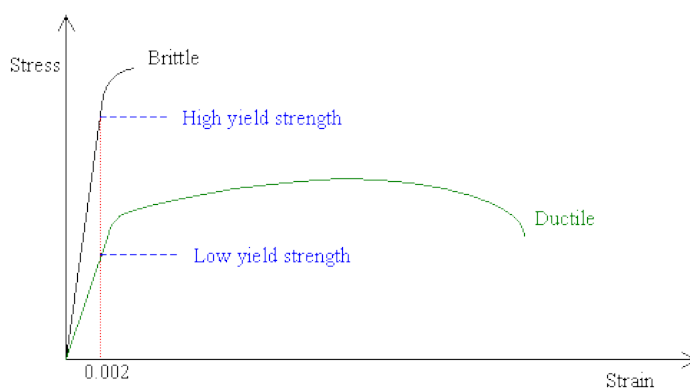
Pada saat terkena beban dinamis (getaran tanah akibat gempa) bangunan gedung akan mengalami getaran, tegangan material nya akan mengalami peningkatan dan mengalami tegangan plastis. Pada daerah yang mengalami sendi plastis terjadi hubungan antara beban dengan simpangan (*load-deformation*) yang berubah-ubah sepanjang durasi pembebanan yang disebut *hysterical loops*. Struktur dikatakan stabil apabila *hysterical loops* tersebut mampu bertahan pada simpangan inelastik yang besar tanpa adanya penurunan kekuatan (penurunan kekuatan $< 20\%$). Bila hal tersebut dapat dicapai maka struktur akan stabil, daktail, dan tidak mudah runtuh pada saat terjadi simpangan pada durasi yang cukup besar.



Gambar 2.3 Hysterical Loops Portal Terbuka
Sumber : Prawirodikromo, 2012

5. Daktilitas

Daktilitas struktur merupakan kemampuan suatu struktur dalam berdeformasi inelastic tanpa kehilangan kekuatan yang berarti. Lawan dari material yang daktail yaitu material yang getas, dimana kapasitas struktur dalam menahan beban akan berkurang dengan tajam setelah material mulai leleh. Sehingga dapat disimpulkan bahwa pada suatu struktur tahan gempa, struktur yang daktail akan mampu mengalami simpangan pasca elastis yang besar secara berulang kali dan bolak-balik akibat gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama, sambil mempertahankan kekuatan yang cukup, sehingga struktur tetap berdiri, walaupun sudah berada di ambang keruntuhan.



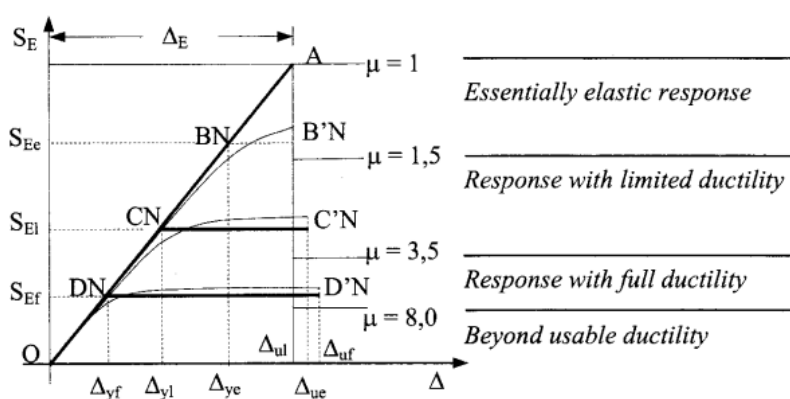
Gambar 2.4 Diagram Tegangan-Regangan yang Menunjukkan Perbedaan Perilaku Daktail dan Getas pada Material
Sumber : SubSurfWiki.org

Sebuah struktur bangunan gedung tahan gempa diharapkan memiliki daktilitas yang cukup agar tidak mengalami kegagalan secara tiba-tiba (*brittle failure*), sehingga orang-orang didalamnya masih dapat menyelamatkan diri pada saat terjadi gempa. Parameter tingkat daktilitas suatu material/struktur disebut dengan faktor daktilitas perpindahan (*displacement ductility factor*), dimana faktor tersebut merupakan deformasi maksimum dibagi dengan deformasi pada saat material/struktur mengalami leleh pertama kali.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

Dimana : Δ_u = perpindahan maksimum sebelum mengalami keruntuhan
 Δ_y = perpindahan saat terjadi leleh pertama

Secara teoritis, semakin tinggi tingkat daktilitas maka akan semakin baik perilaku struktur dalam kemampuan menahan beban gempa maupun keberlanjutannya dalam disipasi energi (Prawirodikromo, 2012). Secara umum daktilitas dibagi 3 tingkat yaitu *essentially elastic response* (elastik penuh), *limited ductility response* (daktilitas terbatas), *full ductility response* (daktilitas penuh).



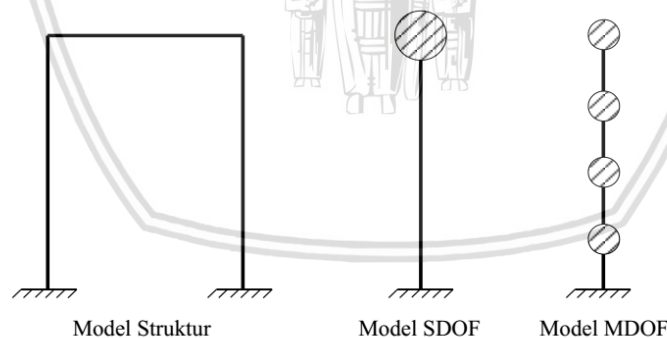
Gambar 2.5 Hubungan Kekuatan dengan Daktilitas
Sumber : Paulay dan Priestley, 1992

Dapat dilihat pada gambar diatas, Paulay dan Priestley (1992) menyajikan hubungan antara kebutuhan kekuatan akibat gempa (S_E) dengan tingkatan dan nilai daktilitas yang dibutuhkan pada masing-masing tingkatan gempa. Pada gambar tersebut kebutuhan kekuatan gempa dilambangkan dengan S_{Ee} (elastik penuh), S_{EI} (daktilitas terbatas), dan S_{Ef} (daktilitas penuh). Pada daktilitas penuh, desain beban/kebutuhan relatif lebih kecil daripada daktilitas terbatas, tetapi elemennya harus didesain lebih daktil (Prawirodikromo, 2012).

2.4 Analisa Dinamis Struktur Gedung

Dalam analisis dinamik dikenal gaya inersia yang timbul akibat massa bangunan yang mengalami percepatan. Penyelesaian analisis struktur akan sangat sulit bila memodelkan struktur sebagai sosok yang kontinyu (sebagai kontinum), sehingga dalam pemodelan dinamik dilakukan diskretisasi struktur yaitu penyederhanaan struktur menjadi bagian-bagian struktur yang terpenggal tapi menerus.

Suatu sistem struktur mempunyai derajat kebebasan atau degree of freedom (DOF). Derajat kebebasan ini menunjukkan koordinat bebas sistem dimana dalam koordinat tersebut sistem dapat mengalami perpindahan. Jumlah derajat kebebasan pada struktur yang bergetar dalam koordinat derajat kebebasan tertentu, dimodelkan sama dengan jumlah titik massa (nodal) yang diperhitungkan akan mengalami perpindahan dan percepatan dalam arah masing-masing koordinat derajat bebas.



Gambar 2.6 Beberapa Model Struktur dengan Derajat Kebebasan SDOF (*Single Degree of Freedom*) dan MDOF (*Multiple Degree of Freedom*)

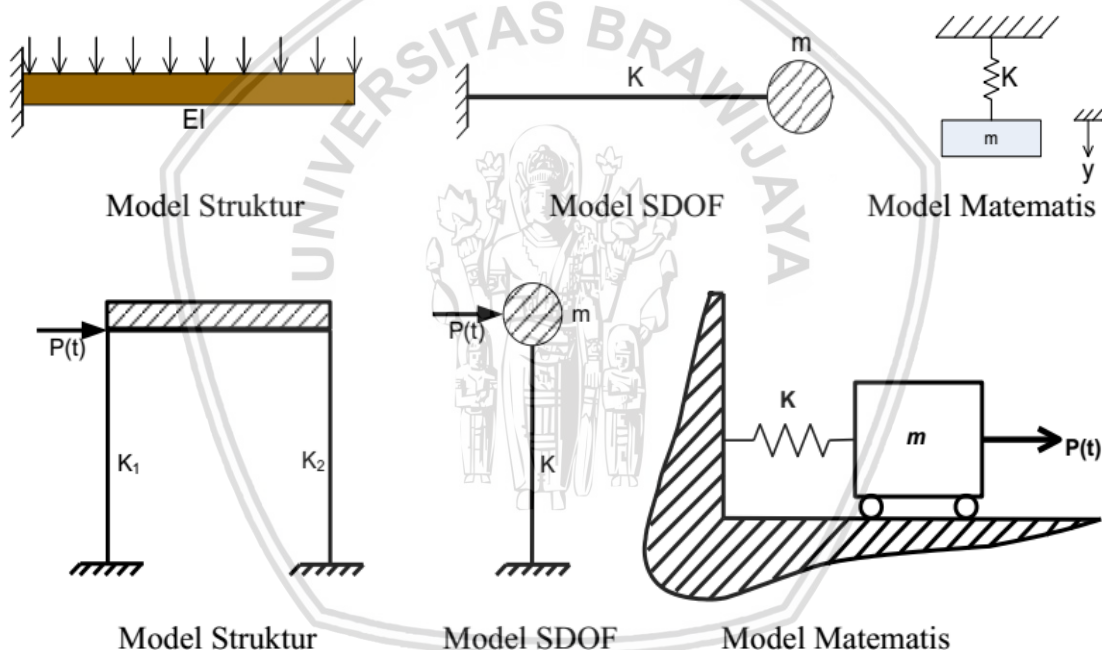
Sumber : Sugeng P. Budio, 2005

2.4.1 Single Degree of Freedom (SDOF)

Derajat kebebasan (*degree of freedom*) adalah derajat independensi yang diperlukan untuk menyatakan posisi suatu system pada setiap saat. Pada masalah dinamika, setiap titik atau massa pada umumnya hanya diperhitungkan berpindah tempat dalam satu arah saja yaitu arah horizontal. Karena simpangan yang terjadi hanya terjadi dalam satu bidang atau

dua dimensi, maka simpangan suatu massa pada setiap saat hanya mempunyai posisi atau ordinat tertentu baik bertanda negative ataupun bertanda positif. Pada kondisi dua dimensi tersebut, simpangan suatu massa pada saat t dapat dinyatakan dalam koordinat tunggal. Struktur seperti itu dinamakan struktur dengan derajat kebebasan tunggal / *SDOF* (*Single Degree of Freedom*) system.

Sistem *SDOF* memiliki satu koordinat yang diperlukan untuk menyatakan posisi suatu masa pada saat tertentu. Jumlah derajat kebebasan biasanya dapat dikaitkan dengan jumlah pusat massa, artinya suatu struktur dengan 5 tingkat misalnya akan mempunyai 5 massa dan mempunyai 5 derajat kebebasan dengan anggapan bahwa struktur berperilaku seperti *Shear Building*. Struktur dengan sistem *SDOF* berarti hanya memiliki satu pusat massa namun belum tentu memiliki satu tingkat saja.



Gambar 2.7 Model Matematis sistem SDOF (Single Degree of Freedom)
Sumber : Sugeng P. Budio, 2005

2.4.2 Periode getar alami

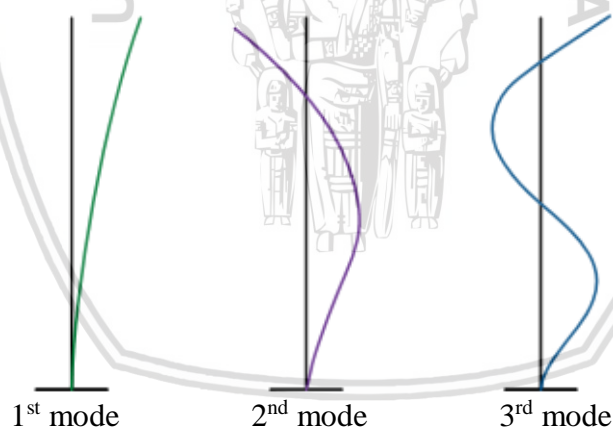
Periode getar T adalah waktu yang diperlukan untuk menempuh satu putaran lengkap dari suatu getaran ketika terganggu dari posisi keseimbangan statis dan kembali ke posisi aslinya. Periode getar juga sering disebut secara lengkap dengan “periode getar alami struktur”, dimana istilah “alami” tersebut digunakan untuk menggambarkan setiap getaran untuk menekankan fakta bahwa hal tersebut merupakan properti alami dari struktur yang

bergantung pada **massa** dan **kekakuan** yang bergetar secara bebas tanpa adanya gaya luar (Rezky Mulia, 2013).

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

Dari rumus diatas dapat disimpulkan bahwa periode getar alami (ω) suatu struktur sangat bergantung pada kekakuan (k) dan massa (m) dari struktur itu sendiri. Namun, pada struktur nyata, perhitungan yang eksak mengenai periode getar struktur sangatlah sulit untuk dilakukan. Mengingat kekakuan merupakan elemen non struktural yang umumnya tidak dipertimbangkan dalam perancangan, sedangkan massa adalah sebuah kuantitas acak yang tergantung pada penggunaan struktur pada saat terjadi gempa.

Pada analisis dinamik, periode getar diasosiasikan dengan pola goyangan (*mode shape*). *Mode shape* yang memiliki frekuensi terendah (periode terpanjang) disebut sebagai *mode shape* pertama (mode satu atau fundamental mode). *Mode shape* pertama merupakan *mode shape* yang paling banyak diadopsi dalam perencanaan dinamik suatu struktur karena dianggap cukup fleksibel dan memiliki kemungkinan terbesar untuk terjadi pada kondisi riil.



Gambar 2.8 Contoh Mode Shape Pertama, Kedua, dan Ketiga

2.4.3 Analisa Non-Linear Pushover

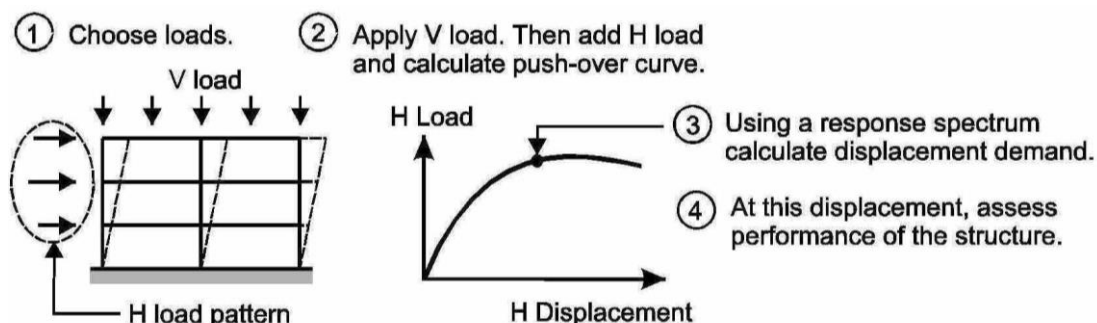
Analisa *Non-Linear Pushover* merupakan salah satu prosedur analisa untuk mengetahui perilaku keruntuhan suatu bangunan terhadap gempa, dikenal pula sebagai analisa statik non-linier atau analisa beban dorong statik (Wiryanto D, 2008). Kecuali untuk suatu struktur yang sederhana, analisa ini membutuhkan bantuan program untuk menjalankannya. Salah satu program yang mendukung metode analisa ini adalah ETABS.

Analisa dilakukan dengan memberikan suatu pola beban lateral statik pada struktur, yang kemudian secara bertahap ditingkatkan dengan faktor pengali sampai satu target perpindahan lateral dari suatu titik acuan tercapai atau salah satu elemen struktur sudah melampaui batas keruntuhan. Biasanya titik yang ditinjau terdapat pada atap, atau lebih tepat lagi adalah pusat massa atap. Pada proses pushover, struktur didorong sampai mengalami leleh disatu atau lebih lokasi di struktur tersebut. Kurva kapasitas akan memperlihatkan suatu kondisi linier sebelum mencapai kondisi leleh dan selanjutnya berperilaku non-linier.

Tujuan analisa pushover adalah untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta untuk memperoleh informasi bagian mana saja yang kritis. Selanjutnya dapat diidentifikasi bagian-bagian yang memerlukan perhatian khusus untuk pendetailan atau stabilitasnya (Wiryanto D, 2008).

Berikut merupakan tahapan utama dalam analisa *non-linear pushover* adalah :

1. Menentukan titik kontrol untuk memonitor besarnya perpindahan struktur. Lakukan perhitungan gaya vertikal (akibat gravitasi) dan gaya horizontal (akibat gempa) beserta pola pembebanannya.
2. Membuat kurva pushover berdasarkan berbagai macam pola distribusi gaya lateral terutama yang ekuivalen dengan distribusi dari gaya inerti.
3. Estimasi besarnya perpindahan lateral saat gempa rencana (target perpindahan). Titik kontrol didorong sampai taraf perpindahan tersebut, yang mencerminkan perpindahan maksimum yang diakibatkan oleh intensitas gempa rencana yang ditentukan.
4. Mengevaluasi level kinerja struktur ketika titik kontrol tepat berada pada target perpindahan merupakan hal utama dari perencanaan berbasis kinerja. Komponen struktur dan aksi perilakunya dapat dianggap memuaskan jika memenuhi kriteria yang dari awal sudah ditetapkan, baik terhadap persyaratan deformasi maupun kekuatan.



Gambar 2.9 Langkah-Langkah Utama dari Metode Analisis *Non-Linear Pushover*
Sumber : wiki.csiamerica.com

2.5 Filosofi Desain Bangunan Tahan Gempa

Berdasarkan kekuatannya gempa bumi dibedakan menjadi 3, yaitu gempa bumi kecil, sedang, dan besar. Bangunan yang didesain untuk dapat bertahan saat terjadi gempa bumi besar disebut “*earthquake proof building*” dimana bangunan tersebut sangatlah kuat namun butuh biaya mahal untuk membangunnya. Bangunan yang didesain agar hanya bisa bertahan saat terjadi gempa bumi kecil disebut “*fragile building*” dimana bangunan tersebut cukup lemah namun hanya membutuhkan biaya yang murah. Selain itu *fragile building* juga bisa membahayakan penghuni didalamnya jika terjadi kerusakan/keruntuhan.

Dari kedua desain bangunan diatas maka dapat diambil kesimpulan bahwa bangunan gedung yang ideal adalah bangunan yang relatif kuat menahan gempa bumi dan biaya pembangunannya tidak mahal. Prinsip ini yang sampai saat ini digunakan dalam pembangunan bangunan gedung. Prinsip bangunan yang relatif aman namun tetap ekonomis tersebut disebut “*earthquake resistant building*”.

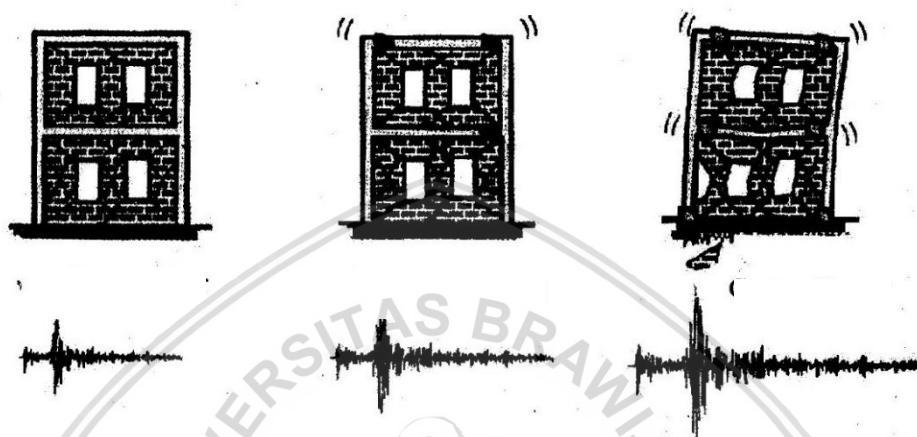
Bangunan gedung memiliki faktor keutamaan dimana faktor tersebut bergantung pada penting/tidaknya fungsi bangunan tersebut. Bangunan yang dianggap sangat penting (rumah sakit, pembangkit listrik) diharapkan memiliki umur yang panjang. Maka dari itu beban gempa dan periode ulang gempa harus didesain sedemikian rupa agar bangunan tersebut dapat bertahan lebih lama.

2.5.1 Desain filosofi berdasarkan intensitas gempa

Desain Filosofi (*Philosophy of Design*) digolongkan menjadi 4 berdasarkan intensitas gempa (meliputi periode ulang gempa dan faktor keutamaan bangunan) dan performa bangunan dalam melindungi aktivitas didalamnya. Desain filosofi yang dimaksud yaitu :

1. ***Frequent Earthquake***, diperkirakan terjadi setiap 43 tahun sekali dan memiliki peluang 50% terjadi dalam rentang waktu 30 tahun. Bangunan gedung diharapkan akan terus dapat beroperasi saat mengalami gempa dengan intensitas tersebut.
2. ***Occasional Earthquake***, diperkirakan terjadi setiap 72 tahun sekali dan memiliki peluang 50% terjadi dalam rentang waktu 50 tahun. Bangunan gedung diharapkan hanya akan membutuhkan waktu pemulihan selama paling tidak 1 minggu setelah mengalami gempa dengan intensitas tersebut.
3. ***Rare Earthquake***, diperkirakan terjadi setiap 474 tahun sekali dan memiliki peluang 10% terjadi dalam rentang waktu 30 tahun. Bangunan gedung diharapkan dapat menahan gempa bumi dengan baik tanpa menimbulkan korban jiwa dan masih dapat beroperasi kembali walaupun membutuhkan waktu pemulihan yang cukup lama.

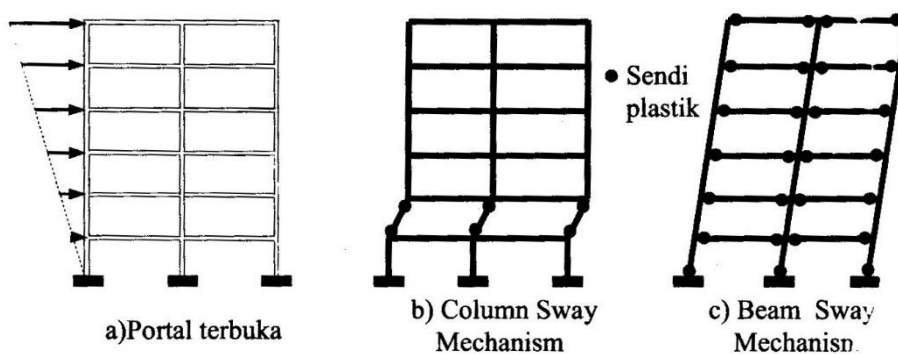
4. **Very Rare Earthquake**, diperkirakan terjadi setiap 970 tahun sekali dan memiliki peluang 10% terjadi dalam rentang waktu 100 tahun. Bangunan gedung diharapkan dapat bertahan selama gempa terjadi tanpa mengalami keruntuhan dan dapat memberikan waktu bagi manusia yang beraktifitas didalamnya untuk menyelamatkan diri. Bangunan gedung tidak dapat diperbaiki atau dipulihkan setelah mengalami gempa jenis ini.



Gambar 2.10 Level Kerusakan pada Bangunan Gedung
Sumber : L. Schodek, 1980

2.5.2 Mekanisme keruntuhan (Collapse mechanism)

Untuk mendapatkan bangunan gedung tahan gempa yang efektif dan efisien maka gedung tersebut harus bisa menahan beban gempa yang direncanakan. Struktur utama gedung diperbolehkan mengalami kerusakan, namun tidak boleh terjadi keruntuhan untuk melindungi aktivitas di dalamnya. Untuk mencapai kondisi tersebut maka letak sendi plastis harus diatur sehingga sistem pelepasan energi dapat bekerja dengan baik. Pengaturan letak sendi-sendi plastis tersebut dapat dikaitkan dengan pola keruntuhan (*Collapse Mechanism*) yaitu yang dinamakan prinsip *Strong Column Weak Beam (SCWB)*.

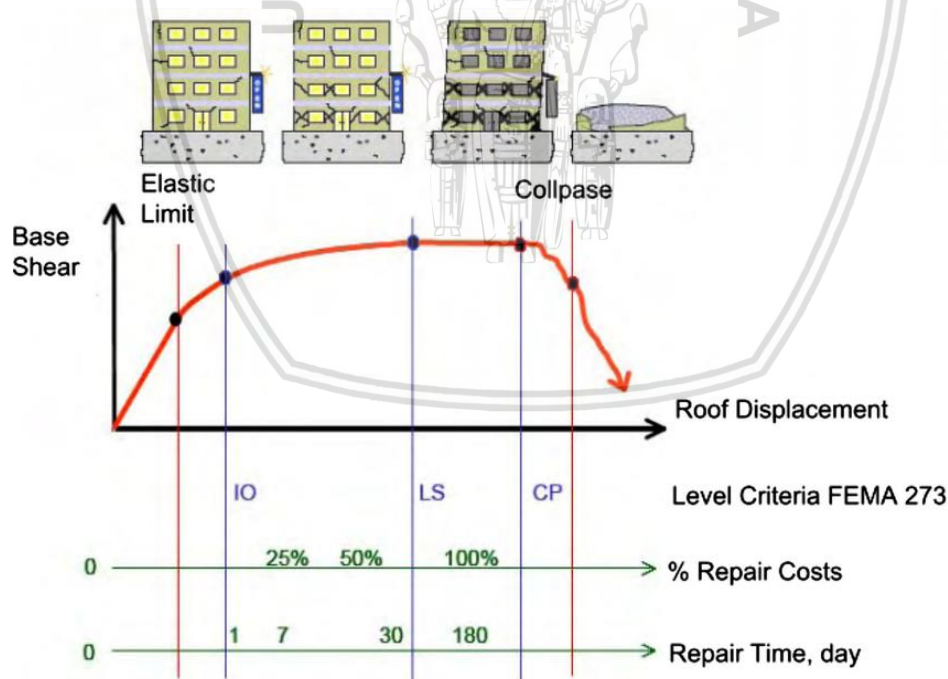


Gambar 2.11 Mekanisme Keruntuhan pada Portal
Sumber : Prawirodikromo, 2012

Prinsip *Strong Column Weak Beam (SCWB)* mengacu pada mekanisme goyangan *Beam Sway Mechanism* karena mekanisme tersebut dapat memenuhi kebutuhan daktilitas kelengkungan (*curvature ductility*) dengan baik. Pada *Beam Sway Mechanism* balok sengaja dibuat lebih lemah daripada kolom, sehingga diharapkan sendi plastis akan terbentuk lebih dahulu diujung-ujung bentang balok. Detail penulangan diujung-ujung balok dibuat sedemikian rupa agar terbentuk elemen yang daktil sehingga bila terjadi simpangan inelastik tidak akan terjadi pengurangan kekuatan yang signifikan pada titik tersebut.

2.6 Performance Based Seismic Design (PBSD)

Performance Based Seismic Design (PBSD) merupakan salah satu konsep mendesain bangunan dimana target kinerja bangunan (*performance objective*) ditentukan terlebih dahulu dan di akhir proses desain, target tersebut dijadikan parameter minimum yang harus dipenuhi. PBSD juga dapat diterapkan untuk memperkuat (*upgrading*) bangunan yang sudah ada. Secara singkat proses perencanaan dimulai dengan membuat desain awal bangunan kemudian melakukan simulasi kinerja terhadap beberapa beban gempa. Lalu bila hasil simulasi masih dibawah parameter minimum yang ditentukan diawal, akan dilakukan *re-design* sehingga kinerja bangunan dapat sesuai target.

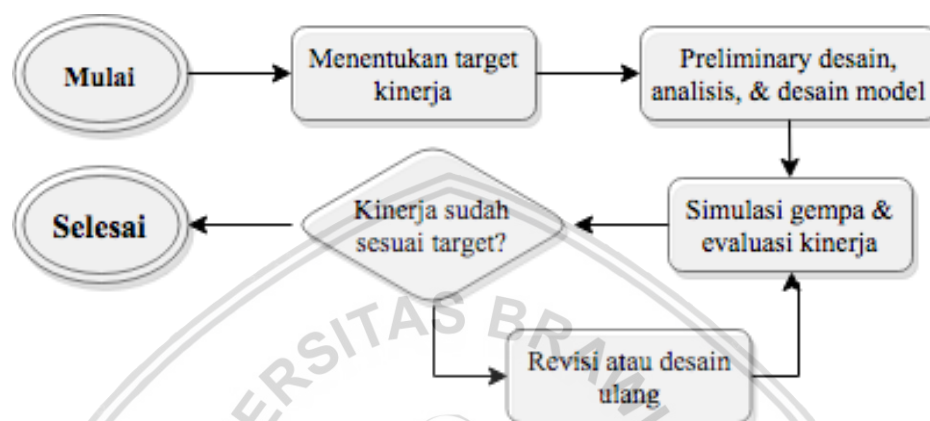


Gambar 2.12 Performance Levels of PBSD

Sumber : FEMA 356

Selain *Performance Based Seismic Design (PBSD)* konsep desain bangunan yang paling sering digunakan adalah *Force Based Seismic Design (FBD)*. Konsep desain *FBD* telah digunakan sejak tahun 1970an. Namun, para ahli merasa bahwa telah terjadi

peningkatan *seismic risk* pada bangunan gedung dan dirasa semakin jauh dari kondisi sosial-ekonomi yang masih dapat ditoleransi (Bertero & Bertero, 2004). Sedangkan pada PBSB sasaran kinerja bangunan terhadap gempa dinyatakan secara jelas, sehingga pemilik, penyewa, asuransi, pemerintahan atau penyandang dana mempunyai kesempatan untuk menetapkan kondisi apa yang dipilih, selanjutnya ketentuan tersebut digunakan insinyur perencana sebagai pedomannya.



Gambar 2.13 Flowchart Performance Based Seismic Design

2.6.1 Performance Levels

Performance Levels dibagi menjadi beberapa tingkatan kerusakan akibat gempa yang meliputi angka kematian, kerusakan bangunan (*property loss*), dan status operasional (*operational state*). Menurut ATC-40 (*Federal Emergency Management Agency*) pembagian *Performance Levels* pada bangunan gedung dapat disimpulkan sebagai berikut :

1. **Immediate Occupancy Performance Level** (Bangunan masih tetap beroperasi)

Elemen struktural tidak mengalami kerusakan dan elemen non-struktural mengalami kerusakan minimum. Bangunan tetap dapat beroperasi dengan energi, air, dan keperluan lain tersedia dari sumber darurat. Ancaman adanya korban jiwa nyaris nol. Dalam ATC 28-2 disebutkan bahwa *operational state* bangunan adalah *Continued operation* dan *damage state* bangunan adalah *Continued occupancy*.

2. **Damage Control Performance Level** (Aman untuk beroperasi setelah gempa terjadi)

Elemen struktural mengalami kerusakan minimum dan elemen non-struktural mengalami kerusakan minor. Dapat langsung digunakan setelah terjadi gempa namun fasilitas/kelengkapan operasional gedung mungkin ada yang tidak dapat digunakan. Sebaiknya diadakan perbaikan sebelum digunakan kembali. Ancaman adanya korban

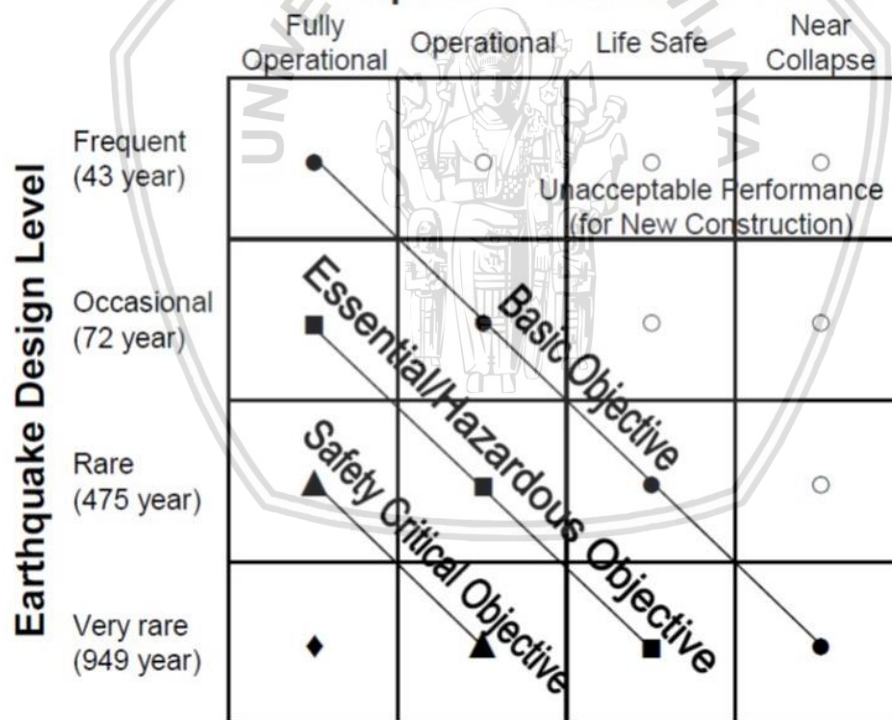
jiwa sangat kecil. Dalam ATC 28-2 disebutkan bahwa *operational state* bangunan adalah *Interrupted operation* dan *damage state* bangunan adalah *Continued occupancy*.

3. Life Safety Building Performance Level (Dibutuhkan perbaikan agar bisa beroperasi)

Elemen struktural dan non-struktural bangunan mengalami kerusakan yang cukup serius. Perbaikan diperlukan sebelum kembali digunakan, sehingga menyebabkan kerugian waktu dan materi. Ancaman adanya korban jiwa cukup kecil. Dalam ATC 28-2 disebutkan bahwa *operational state* bangunan adalah *Interrupted operation* dan *damage state* bangunan adalah *Interrupted occupancy*.

4. Structural Stability Performance Level (Struktur rusak parah namun tidak runtuh)

Ancaman terjadinya korban jiwa mungkin cukup tinggi dikarenakan gagal/runtuh nya elemen-elemen non struktural. Namun elemen struktural diharapkan tidak mengalami keruntuhan, sehingga kemungkinan adanya korban jiwa dapat dicegah/diminimalisir. Pada level ini bangunan sudah tidak dapat digunakan sama sekali.



Gambar 2.14 Earthquake Performance Level

Sumber : FEMA 356

2.6.2 Batas perpindahan (*design displacement*)

Setiap performance level memiliki batasan deformasi lateral nya masing-masing. Pada ATC-40, terdapat 2 parameter yang harus dipenuhi yaitu simpangan total maksimum dan simpangan inelastis maksimum. Yang dimaksud dengan simpangan total maksimum

(*maximum total drift*) adalah simpangan maksimum pada pusat massa atap dibagi dengan tinggi total bangunan (dari permukaan tanah sampai pusat massa atap) pada *performance level* tertentu. Sedangkan simpangan inelastis maksimum adalah proporsi simpangan total maksimum diluar titik leleh efektif.

Pada desain bangunan baru, *performance level* yang **direkomendasikan** adalah *life safety level*, dikarenakan pada berbagai eksperimen yang dilakukan, level ini menghasilkan respon dengan deformasi yang cukup besar sehingga proporsional untuk *detailing* bangunan baru. (ATC-40, 1996)

Tabel 2.1 Batasan Simpangan pada *Performance Levels*

Batas Simpangan Antar Tingkat	<i>Performance Levels</i>			
	<i>Immediate Occupancy</i>	<i>Damage Control</i>	<i>Life Safety</i>	<i>Structural Stability</i>
Simpangan Total Maksimum	0,01	0,01-0,02	0,02	0,33 V_i/P_i
Simpangan Inelastis Maksimum	0,005	0,005-0,015	Tidak ada batasan	Tidak ada batasan

Sumber : ATC-40

2.6.3 Macam-macam *Performance Based Seismic Design*

Menurut Nigel Priestley (2007), metode-metode dalam *PBSD* dapat dikelompokkan menjadi beberapa kelompok sebagai berikut :

1. *Force-based/Displacement-checked design*

Force-based/Displacement checked design atau bisa juga disebut dengan displacement-focused force based design merupakan metode desain bangunan tahan gempa yang paling konvensional. Kekakuan dari struktur didapatkan dari perhitungan dengan dimensi material ditentukan pada saat desain akibat beban gravitasi (kekakuan elastis). Kemudian diakhir proses desain, perpindahan struktur dicek melalui analisis inelastis time history (riwayat waktu) atau pushover (statik ekuivalen). Namun analisis ini hanya berfungsi untuk mengecek apakah deformasi puncak dan kebutuhan simpangan telah memenuhi persyaratan pada peraturan yang berlaku. Metode ini merupakan metode yang paling umum diadopsi di buku peraturan dan diterapkan pada bangunan-bangunan yang sudah berdiri.

2. *Deformation calculation based design*

Deformation calculation based design merupakan penyempurnaan dari force based design yang lebih kompleks, dimana pada tahap awal struktur didesain untuk menahan beban kombinasi akibat gravitasi dan gaya gempa dasar (statik ekuivalen) dengan metode analisis elastis. Kemudian struktur dianalisis lebih lanjut dengan analisis inelastis time history atau pushover untuk mengetahui keperluan perkuatan transversalnya. Perbedaan dari metode force-based design adalah adanya force-reduction factor. Namun metode ini dinilai kompleks dan tidak efisien.

3. *Deformation spesification based design*

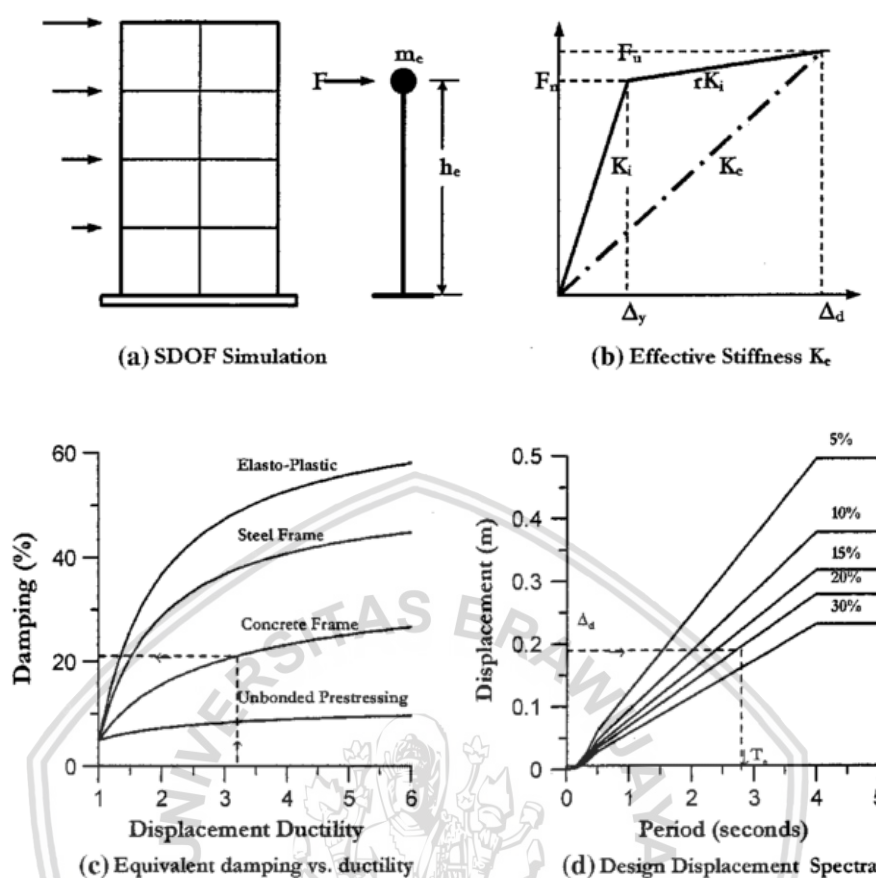
Bila pada sebelumnya deformasi suatu struktur didesain agar tidak melebihi batas deformasi yang telah ditetapkan, pada metode ini struktur didesain agar dapat mencapai deformasi tertentu pada saat mengalami gempa pada tingkatan yang telah ditentukan. Hal ini dinilai lebih tepat dikarenakan kerusakan suatu struktur dapat dihubungkan secara langsung dengan deformasinya. Metode yang paling baru dari konsep pendekatan ini adalah metode *direct displacement based design (DDBD)*.

2.7 *Direct Displacement Based Design (DDBD)*

Dalam proses desain struktur bangunan gedung tahan gempa, *force-based design (FBD)* merupakan metode yang paling konvensional dan telah diterapkan di banyak bangunan yang sudah berdiri. Namun telah banyak dibuktikan bahwa pendekatan metode *FBD* memiliki beberapa konsep yang kurang tepat dan menyebabkan desain yang non-konservatif seperti yang dijelaskan oleh Priestley (2007). Maka dari itu *direct displacemenet based design (DDBD)* mulai dikembangkan sebagai salah satu metode terbaru dalam konsep *performance based design* untuk membenahi masalah tersebut.

Dalam DDBD, periode getar alami struktur bukan merupakan variabel yang diketahui dari tahap awal desain, namun merupakan variabel yang dicari. Dengan demikian kekakuan struktur juga belum diketahui pada tahap awal desain. Hal ini dirasa lebih tepat karena bila kekakuan diasumsikan pada tahap awal desain (biasanya ditentukan pada tahap desain struktur akibat beban gravitasi), maka ada kemungkinan kekakuan tersebut kurang efisien.

2.7.1 Konsep dasar *Direct Displacement Based Design (DDBD)*



Gambar 2.15 Konsep *Direct Displacement Based Design*
Sumber : Priestley et. Al, 2007

Pada metode *DDBD* digunakan respons spektrum perpindahan sebagai dasar untuk memerhitungkan gaya geser dasar. Metode ini merupakan metode yang paling sederhana untuk melaksanakan analisis pada struktur gedung dengan derajat kebebasan banyak (*MDOF*) karena pada metode ini struktur didesain dengan menggunakan kekakuan secant (*secant stiffness*) dan peredam *viscous* ekuivalen layaknya bangunan dengan derajat kebebasan tunggal (*SDOF*). Tujuan dari metode ini adalah untuk mencapai suatu kondisi batas perpindahan dengan acuan yaitu batas tegangan material, atau batas simpangan non struktural dalam suatu intensitas gempa yang telah didesain.

Dalam tahap awal desain tidak diketahui kekakuan (berhubungan dengan periode getar alami struktur) struktur, namun telah diketahui perpindahan struktur yang diinginkan terjadi pada saat terjadi gempa. Perpindahan desain tersebut dipengaruhi oleh besarnya gempa yang didesain akan dialami oleh struktur dan kondisi kondisi apa yang diinginkan terjadi setelah terjadi gempa (*performance level*). Ini merupakan konsep yang mendasari metode *DDBD*.

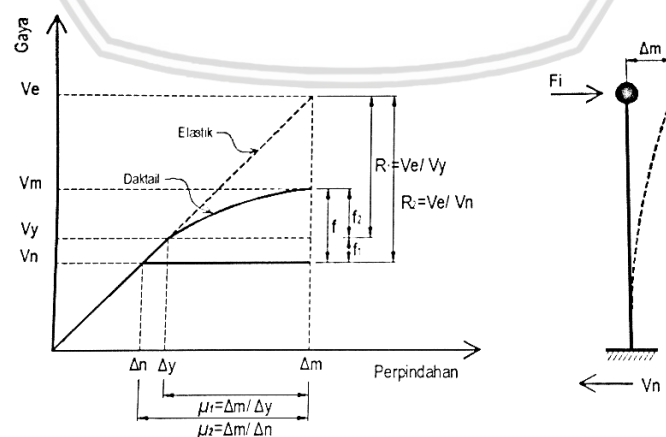
Secara garis besar metode DDBD diawali dengan menentukan perpindahan desain (*design displacement*) yang bergantung dengan performance level yang diinginkan. Lalu dengan spektrum perpindahan atau *design displacement spectra* (gambar 2.14a) didapatkan periode getar alami efektif yang diperlukan agar struktur dapat mencapai perpindahan desain. Selanjutnya setelah diketahui periode getar alaminya, dapat dihitung kekakuan yang dibutuhkan. Lalu dengan kekakuan, dapat diketahui gaya geser dasar struktur.

2.7.2 Perbedaan antara *Direct Displacement Based Design (DDBD)* dengan *Force Based Design (FBD)*

Pada praktek di lapangan, metode desain bangunan gedung tahan gempa masih banyak yang menggunakan metode *force-based design (FBD)*. Hal ini dikarenakan *FBD* merupakan metode yang paling konvensional yang telah ditemukan sejak lama. Namun telah banyak dibuktikan bahwa pendekatan metode *FBD* memiliki beberapa konsep yang kurang tepat dan menyebabkan desain yang non-konservatif seperti yang dijelaskan oleh Priestley (2007). Oleh karena itu *direct displacement based design (DDBD)* mulai dikembangkan untuk membenahi hal-hal tersebut. Berikut merupakan perbedaan mendasar yang membedakan *FBD* dengan *DDBD*.

1. Pendekatan untuk menggambarkan perilaku inelastik struktur

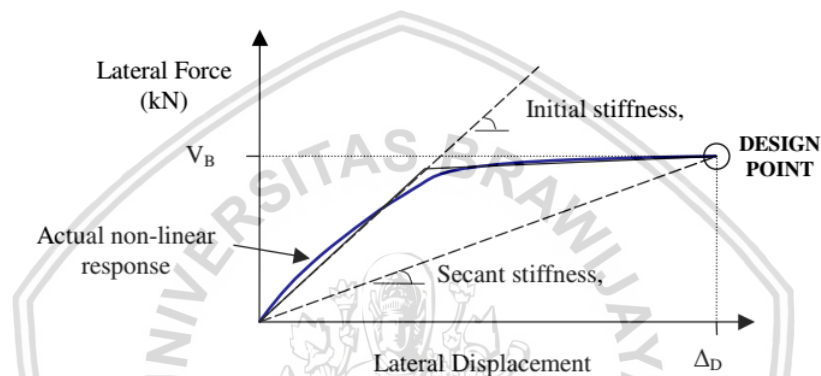
Dalam *force base design (FBD)*, beban gempa didesain dengan respon elastik dimana hal ini tidak sesuai dengan kondisi riil. Pada kondisi riil struktur akan mampu menyerap energi gempa (dissipasi energi) dalam bentuk deformasi inelastik, sehingga untuk memperkirakan respon inelastiknya diberikan faktor modifikasi respon, R . (Tavio & Wijaya, 2018)



Gambar 2.16 Kurva gaya dan perpindahan respon elastik dan inelastik
Sumber : Priestley et. Al, 2007

Pada gambar diatas dapat dilihat pada *FBD* gaya geser desain nominal (V_n) diambil dari nilai gaya geser dasar elastik (V_e) dibagi dengan faktor modifikasi respon (R). nilai R bergantung pada kemampuan struktur berdeformasi inelastis atau menyerap energi gempa. Dengan metode *DDBD* maka nilai faktor modifikasi respon (R) akan bernilai sama dengan nilai daktilitas perpindahan (μ). Dari gambar diatas dapat disimpulkan bahwa pada kondisi inelastik, kekuatan/gaya kurang berpengaruh dibandingkan dengan perpindahan, sehingga akan lebih logis untuk menggunakan perpindahan untuk pendekatan desain. (Priestley *et al.* 2007)

2. Penggunaan initial stiffness dan secant stiffness untuk memperkirakan respons dinamis struktur



Gambar 2.17 Konsep *Initial Stiffness* dan *Secant Stiffness*
Sumber : Priestley *et. Al*, 2007

Pada metode *FBD* digunakan *tangential stiffness* atau *initial stiffness* (perilaku elastis linier) yang didapat dari analisis respons spektrum untuk memperkirakan perilaku respon dinamis struktur. Lalu untuk mengetahui respons inelastisnya, digunakan persamaan empiris untuk menghubungkan respons elastisnya dengan respons inelastisnya. Namun penggunaan *initial stiffness* dirasa kurang tepat karena kurang bisa menggambarkan perilaku non-linear setelah terjadinya leleh pertama pada struktur. Selain itu nilai yang diambil pada *initial stiffness* dirasa terlalu besar dan tidak riil.

Pada metodeo *DDBD* digunakan *secant stiffness* dan konsep *equivalent viscous damping* (redaman viscous ekivalen) untuk memperkirakan respons non-linear dari sistem struktur. Hal ini dirasa lebih tepat karena nilai kekakuan sudah mempertimbangkan perilaku non-linear sruktur secara keseluruhan (tidak hanya sampai batas elstis). Selain itu nilai yang diambil pada *secant stiffness* dirasa lebih konservatif dan sesuai kondisi riil (Priestley, 2007).

3. Pendistribusian gaya geser dasar dalam pembebanan gempa

Dalam metode *FBD* gaya geser dasar diaplikasikan pada struktur sebagai beban terpusat horizontal pada pusat massa setiap lantai. Pendistribusian dari beban terpusat tersebut mengikuti *mode shape* dari struktur. Dalam kata lain semakin tinggi elevasi lantai semakin tinggi beban terpusat yang diterapkan, dan menyebabkan semakin besar pula perpindahan lateralnya. Berikut merupakan persamaan yang digunakan untuk menentukan distribusi gaya lateral pada metode *FBD*.

$$F_i = \frac{m_i h_i}{\sum_{i=1}^n m_i h_i} \times V_{Base}$$

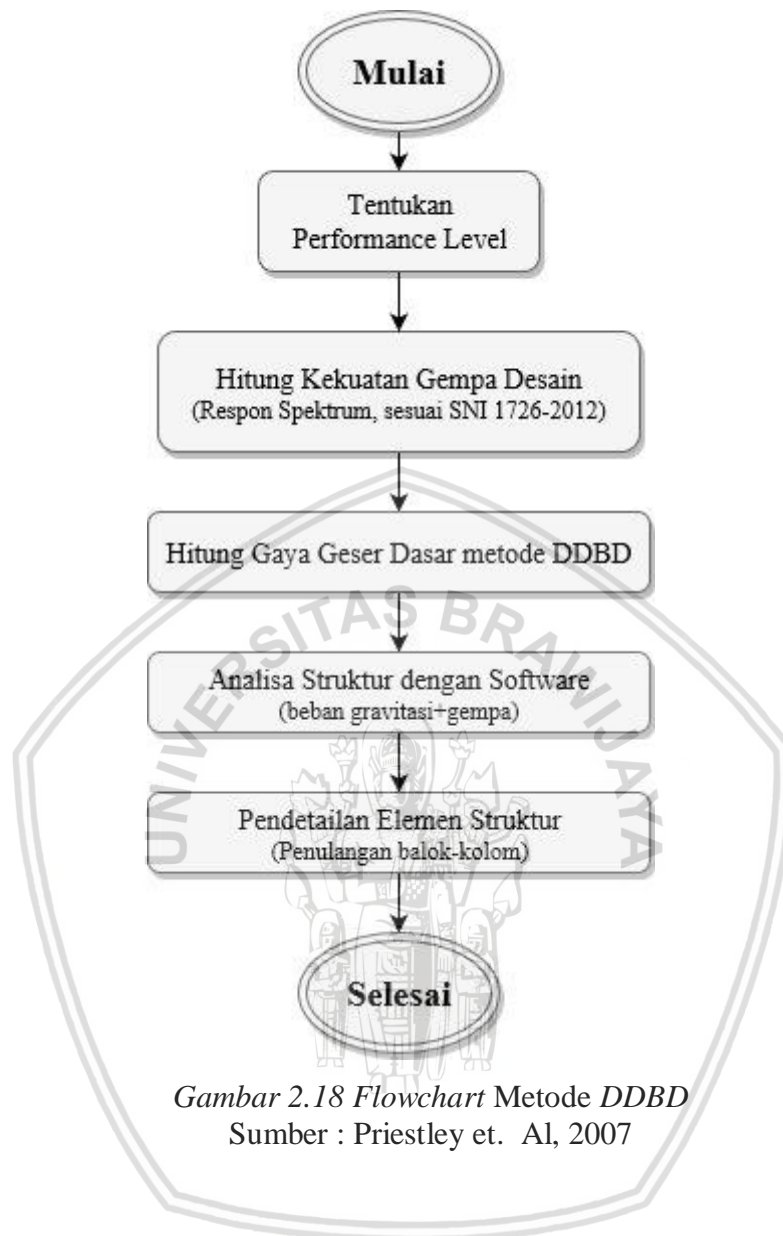
Dimana : F_i = beban terpusat lateral yang diaplikasikan pada tiap lantai
 m_i = beban tiap lantai (meliputi beban mati dan beban hidup)
 h_i = elevasi lantai
 V_{Base} = gaya geser dasar desain

Sama seperti metode *FBD* gaya geser dasar diaplikasikan pada struktur sebagai beban terpusat horizontal pada pusat massa setiap lantai. Namun pada metode *DDBD* distribusi gaya geser dasar dilakukan sebaliknya. Pendistribusian beban terpusat lateral mengikuti besarnya nilai perpindahan desain (Δ_i). Sehingga perpindahan lateral yang terlalu besar pada lantai bagian atas dapat dihindari. Berikut merupakan persamaan distribusi gaya geser dasar untuk sistem MDOF.

$$F_i = \frac{m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \times V_{Base}$$

Dimana : Δ_i = perpindahan desain pada tiap lantai

2.7.3 Flowchart metode *Direct Displacement Based Design (DDBD)*



Gambar 2.18 Flowchart Metode DDBD
Sumber : Priestley et. Al, 2007

BAB III

METODE PENELITIAN

3.1 Data Umum Bangunan Gedung

Nama	: Gedung Laboratorium Kebencanaan Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Brawijaya
Lokasi	: Universitas Brawijaya, Kota Malang
Fungsi	: Laboratorium dan Gedung Perkuliahan
Jenis Struktur	: Rangka Portal Beton Bertulang
Jumlah Lantai	: 7 lantai (termasuk lantai atap)
Luas per lantai	: 315 m ²
Luas Gedung	: ± 2205 m ² (6 lantai + lantai mezanine)
Tinggi Gedung	: 33 meter (puncak atap)

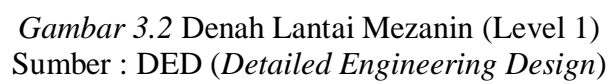
3.2 Preliminary Design

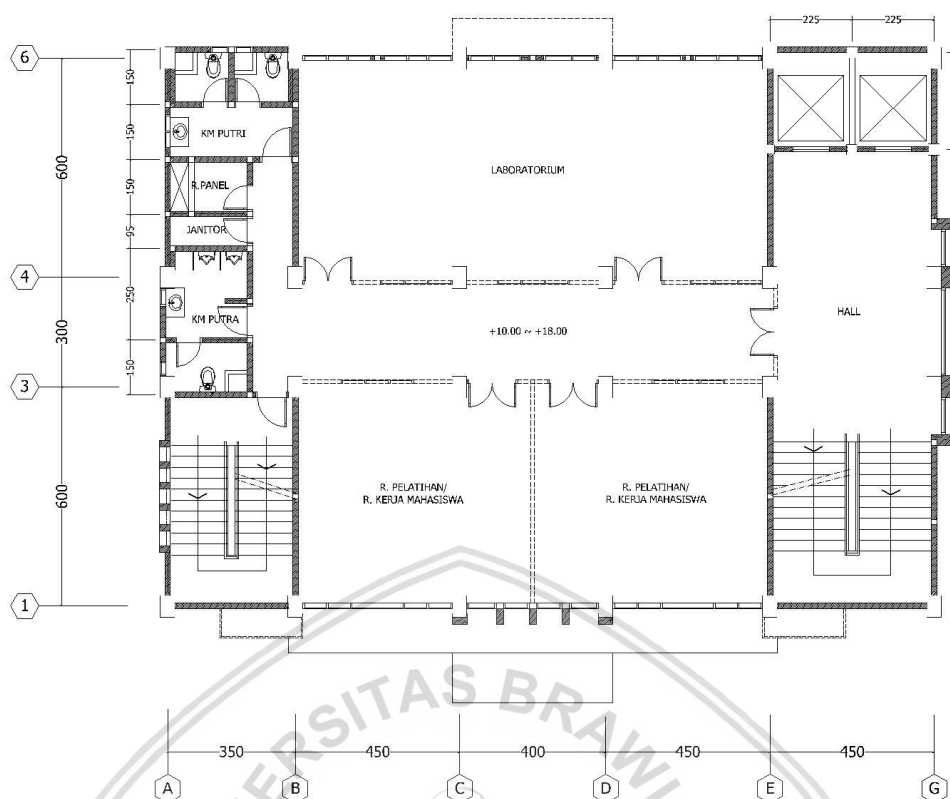
Bangunan gedung yang digunakan dalam kajian ini adalah Gedung Laboratorium Kebencanaan Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Brawijaya, dimana pada kondisi riil gedung telah didesain namun tidak menggunakan metode *DDBD*. Pada lantai dasar, gedung ini memiliki dimensi struktur 21x15m. Tinggi tiap lantai bervariasi, pada lantai pertama yaitu 6m (terdapat lantai mezanin ditengah pada elevasi +3m), lantai 2-4 yaitu 4m.

Tabel 3.1 Spesifikasi Material

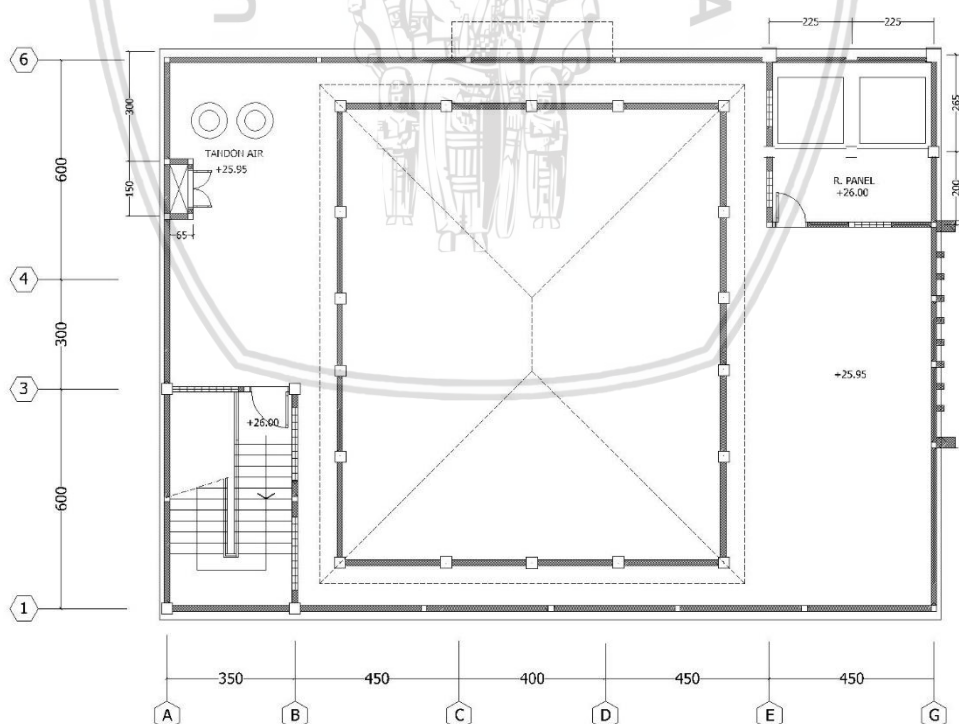
Data	Spesifikasi
Mutu Beton	f'_c 25 MPa
Modulus Elastisitas Beton	$4700\sqrt{25} = 23500$ MPa
Tulangan ulir	f_y 390 MPa
Tulangan polos	f_y 240 MPa

Sumber : DED (*Detailed Engineering Design*)

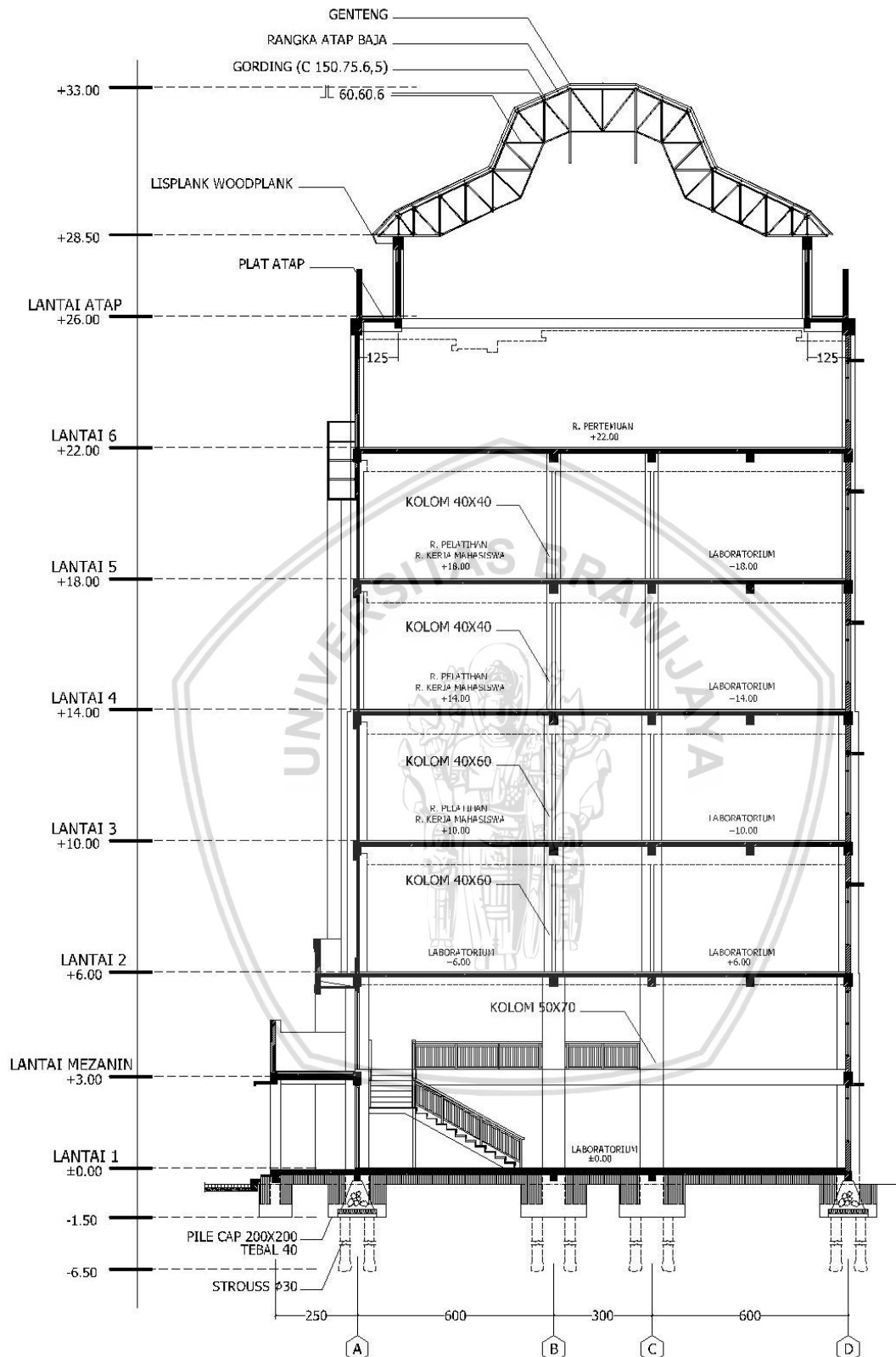




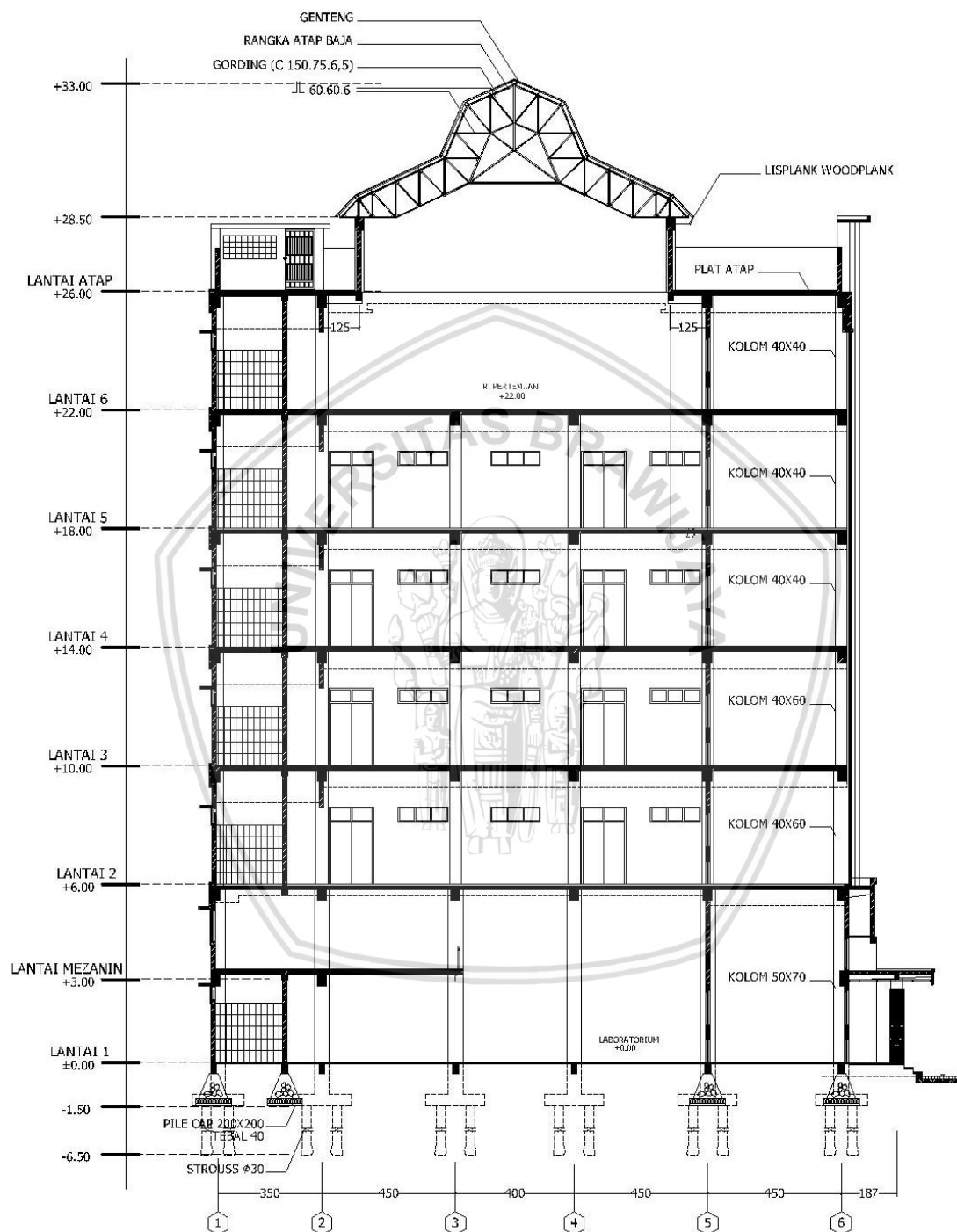
Gambar 3.3 Denah Lantai 2-6 (tipikal) (Level 2-6)
Sumber : DED (Detailed Engineering Design)



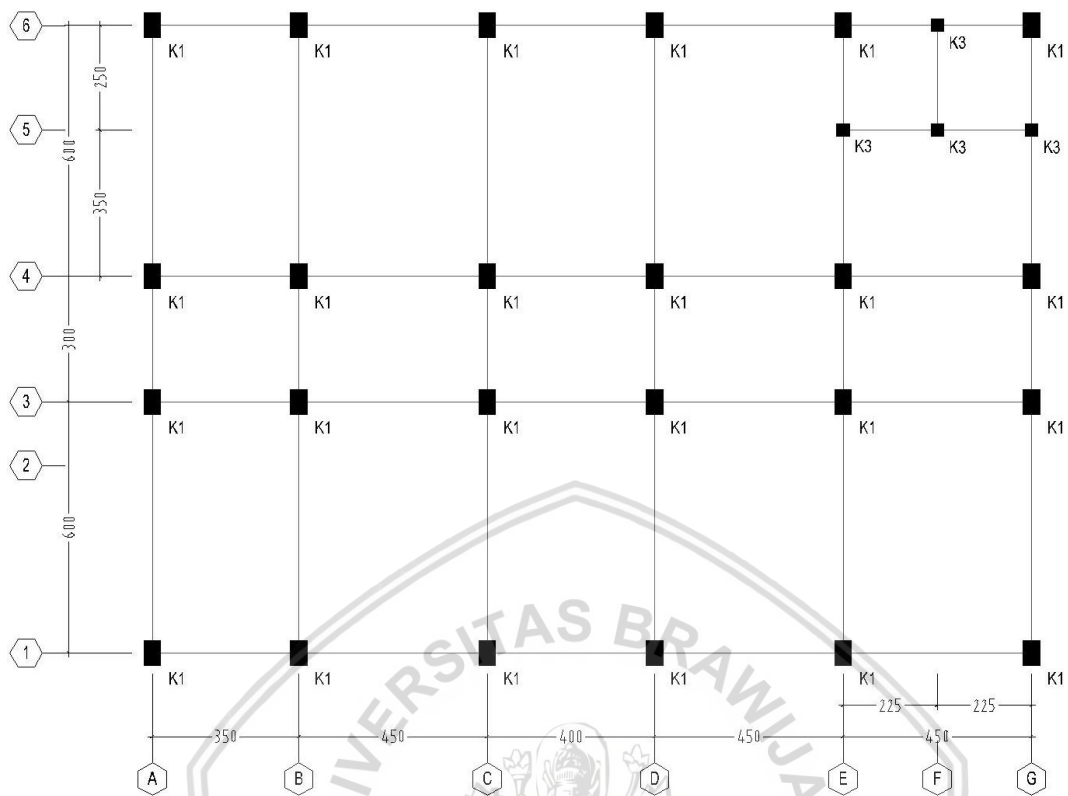
Gambar 3.4 Denah Lantai Atap (Level 7)
Sumber : DED (Detailed Engineering Design)



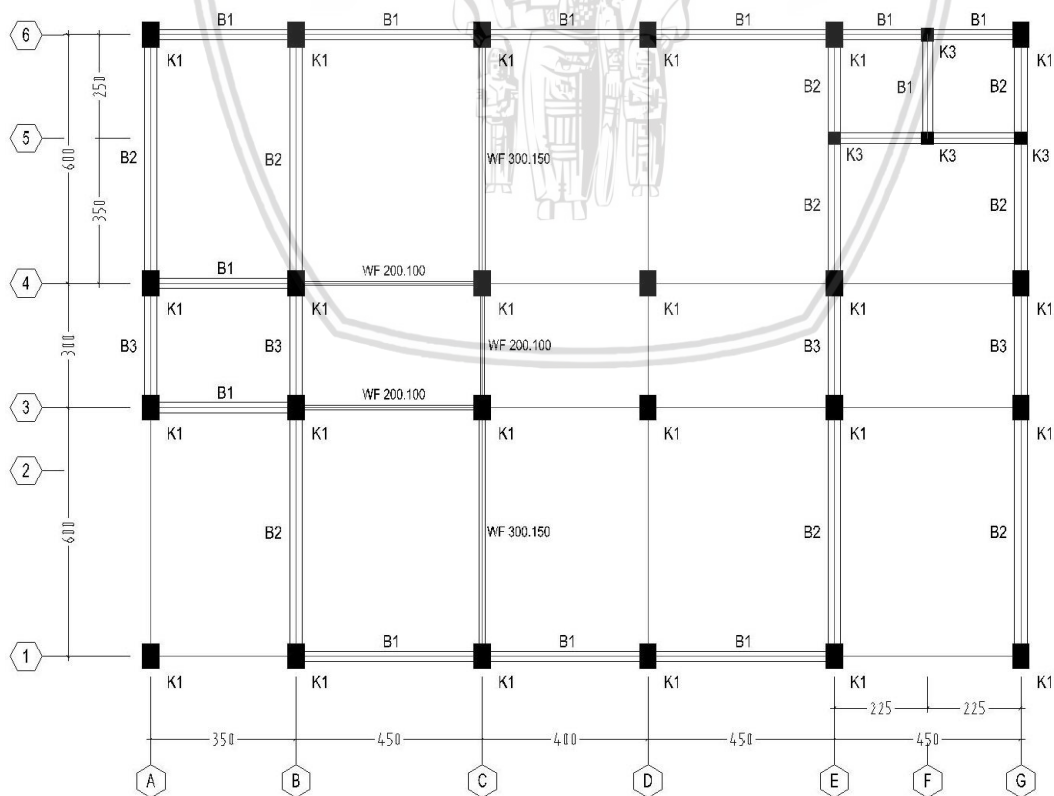
Gambar 3.5 Potongan Melintang A-A
Sumber : DED (Detailed Engineering Design)



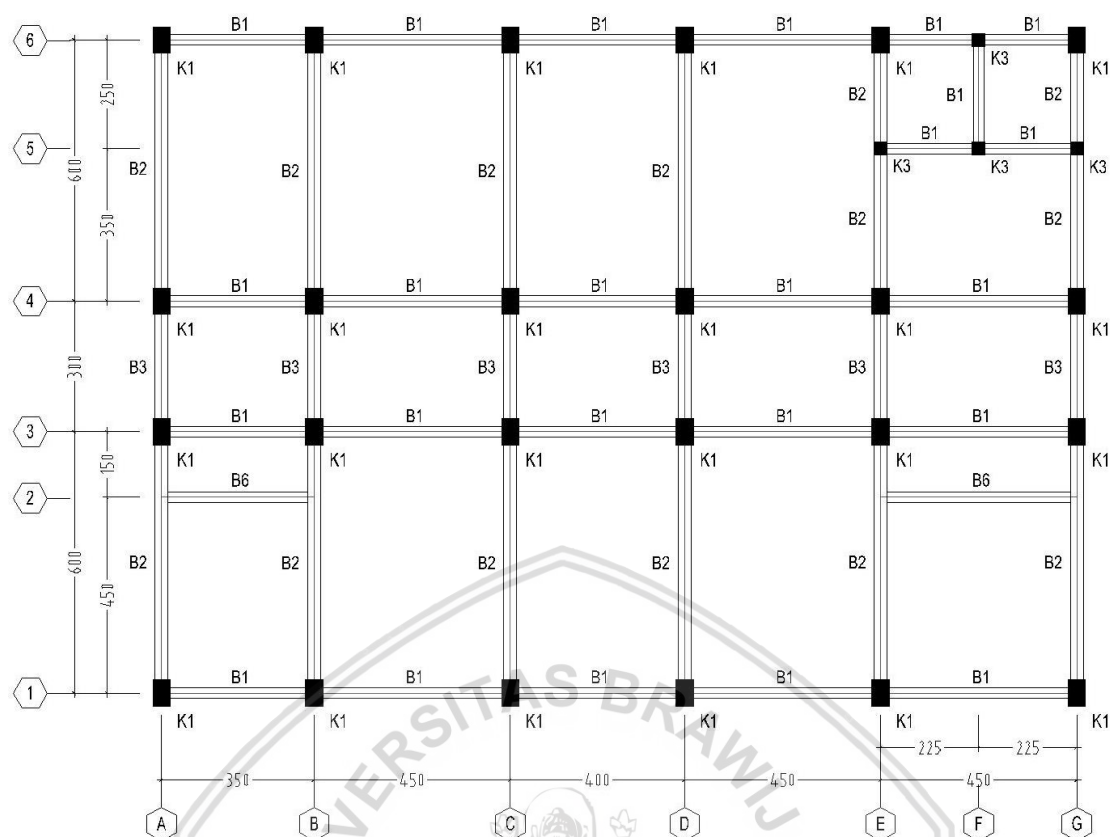
Gambar 3.6 Potongan Memanjang B-B
Sumber : DED (Detailed Engineering Design)



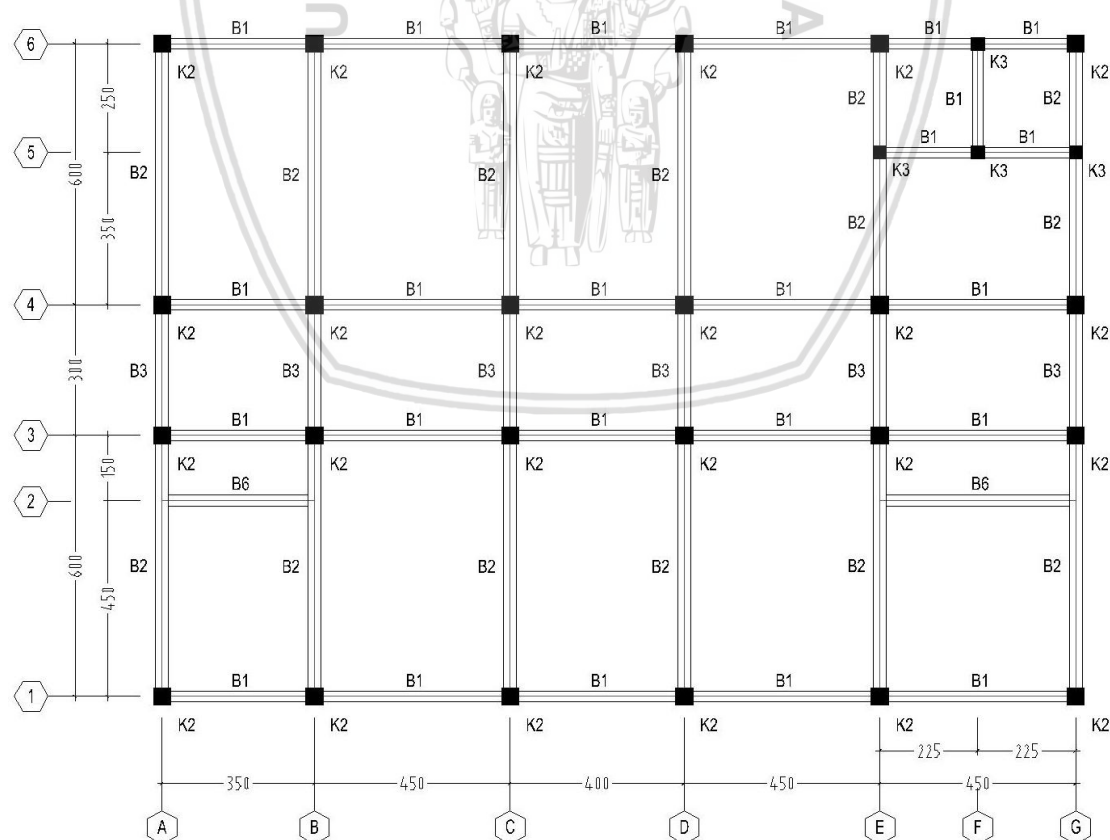
Gambar 3.7 Pemodelan Denah Balok-Kolom Lantai Dasar (Level 0)



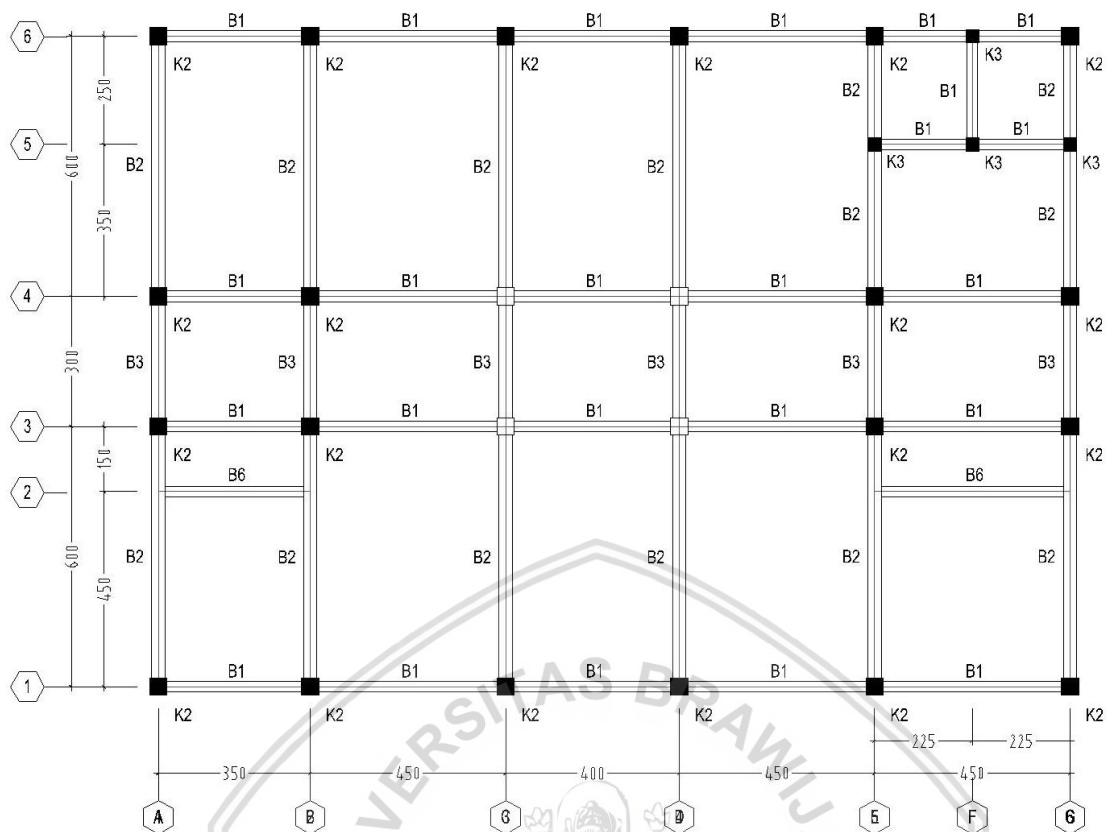
Gambar 3.8 Pemodelan Denah Balok-Kolom Lantai Mezanin (Level 1)



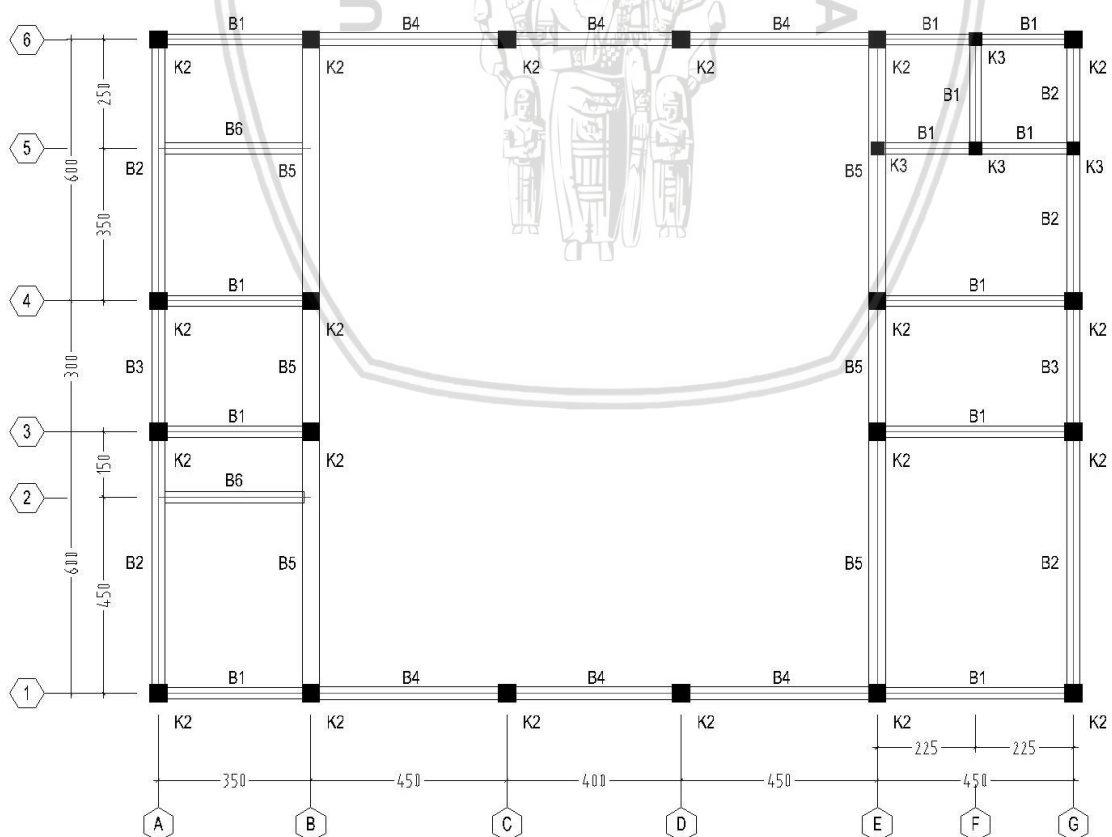
Gambar 3.9 Pemodelan Denah Balok-Kolom Lantai 2-4 (Level 2-4)



Gambar 3.10 Pemodelan Denah Balok-Kolom Lantai 5 (Level 5)



Gambar 3.11 Pemodelan Denah Balok-Kolom Lantai 6 (Level 6)



Gambar 3.12 Pemodelan Denah Balok-Kolom Lantai atap (Level 7)

Berikut merupakan keterangan terkait dimensi balok-kolom yang digunakan dalam permodelan struktur :

Tabel 3.2 Dimensi Elemen Struktur

Balok	Kolom
B1 = 25 x 40	K1 = 40 x 60
B2 = 30 x 60	K2 = 40 x 40
B3 = 30 x 50	K3 = 30 x 30
B4 = 30 x 50	
B5 = 40 x 60	
B6 = 25x 40	
WF 200 . 100 . 4,5 . 7	
WF 300 . 150 . 5,5 . 8	

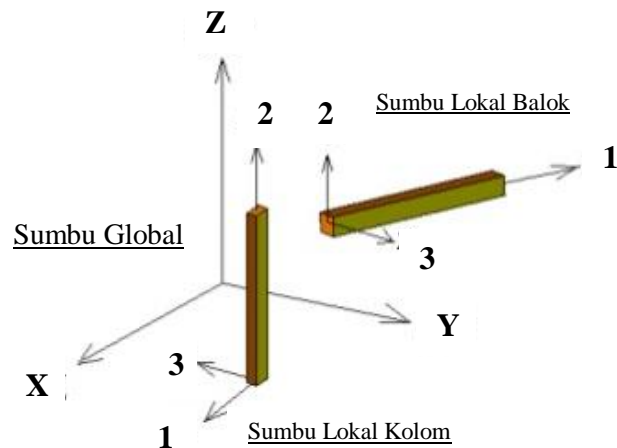
Pada desain bangunan baru, *performance level* yang direkomendasikan adalah *life safety level*, dikarenakan pada berbagai eksperimen yang dilakukan, level ini menghasilkan respon dengan deformasi yang cukup besar sehingga proporsional untuk *detailing* bangunan baru (ATC-40, 1996). Sehingga dalam kajian kali ini akan dilakukan perencanaan ulang Gedung Laboratorium Kebencanaan Teknik Sipil FT-UB pada *performance level Life Safety*, dengan simpangan rencana maksimum menurut ATC-40 yaitu 0,02. Lalu kategori desain seismik struktur termasuk jenis “D”, karena nilai $SDS > 0,50$ dan $SD1 > 0,20$.

3.3 Pemodelan Pada Program ETABS

Analisis dalam penulisan ini struktur dimodelkan berdasarkan gambar DED (*Detail Engineering Design*) dari struktur bangunan gedung, diharapkan struktur yang dimodelkan menghasilkan perilaku struktur pendekatan perilaku asli struktur. Struktur dimodelkan open frame, yaitu hanya balok dan kolom yang dianggap sebagai elemen struktur yang menambah kekakuan sedangkan dinding tidak dianggap menambah kekakuan struktur.

3.3.1 Sistem koordinat

Sistem koordinat global struktur adalah sistem koordinat 3 dimensi dimana sumbunya X, Y, dan Z yang saling tegak lurus. Sumbu X dan Y terletak pada arah horizontal sedangkan sumbu Z terletak pada arah vertikal (searah dengan tinggi bangunan). Sedangkan untuk sistem koordinat lokal (terdapat pada elemen-elemen seperti *joint*, *element*, dan *constrain*) juga merupakan sistem koordinat 3 dimensi yang direpresentasikan dengan sumbu 1, 2, dan 3. Keterangan lebih jelas bisa dilihat pada gambar berikut.

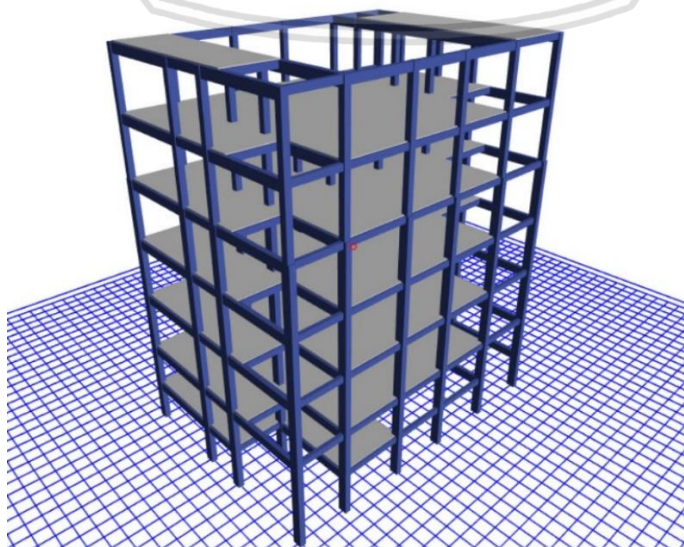


Gambar 3.13 Keterangan Arah Sumbu Global dan Lokal
Sumber : quora.com

3.3.2 Elemen struktur

Struktur dimodelkan hanya dengan elemen struktur primer (pelat, balok, dan kolom utama), elemen struktur seperti balok anak dan kolom praktis tidak masuk dalam pemodelan. Hal ini bertujuan untuk menyederhanakan proses analisis sehingga hanya perilaku dari struktur utama yang akan terlihat. Elemen non-struktural seperti dinding, plafon, dan tangga tidak dimodelkan dan hanya akan menjadi beban pada struktur utama.

Balok akan dimodelkan dengan bentuk persegi biasa sesuai dengan dimensi desain (bukan balok T). Maka dari itu agar analisis memberikan hasil yang lebih riil sesuai dengan kondisi asli maka untuk elemen pelat akan dimodelkan sebagai elemen “*shell*”, agar elemen pelat dapat berkontribusi dalam menahan momen lentur positif (layaknya balok T) sehingga akan dihasilkan kebutuhan perkuatan tulangan yang lebih efisien.



Gambar 3.14 Pemodelan Struktur pada Struktur ETABS

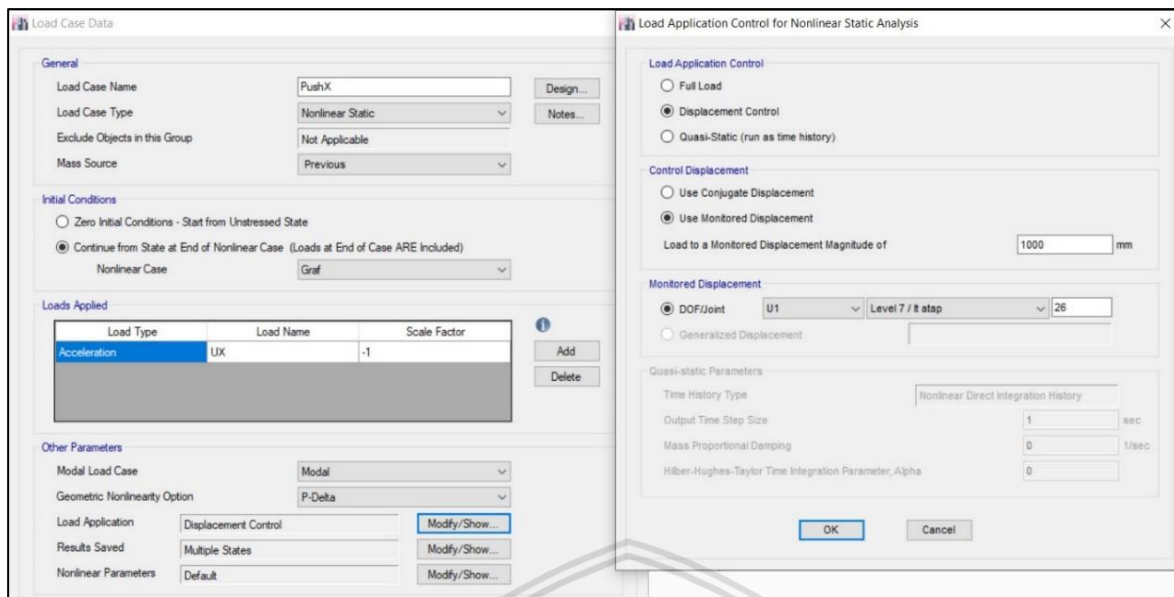
Agar analisis struktur yang dilakukan pada program ETABS memberikan hasil yang paling mirip dengan kondisi asli di lapangan, maka digunakan beberapa parameter berikut :

1. Untuk memperhitungkan efek retak yang biasa terjadi pada portal beton bertulang, maka presentase penampang efektif dari elemen balok-kolom pada portal beton bertulang akan dikurangi sesuai yang dicantumkan pada *ACI-318*, yaitu :
 - Balok : Pada *Properties Modification Factors* digunakan nilai **0,35** pada *Moment of Inertia about axis 2 & 3*.
 - Kolom : Pada *Properties Modification Factors* digunakan nilai **0,7** pada *Moment of Inertia about axis 2 & 3*.
 - Pelat lantai (*shell element*) : Pada *Stiffness Modification Factors* digunakan nilai **0,25** pada *membrane f11, f22, f33* dan *bending m11, m22, m33*.
2. Untuk memperhitungkan perilaku monolit pelat, balok, dan kolom ketika terkena beban lateral. Maka diberikan *rigid diaphragm* agar ada kekakuan tingkat yang menyebabkan pelat, balok, dan kolom bergerak secara bersamaan.
3. Pada sambungan balok-kolom struktur portal beton bertulang, nilai kekakuannya tidak pernah mencapai 100%. Maka untuk melakukan pendekatan terhadap hal tersebut, disarankan menggunakan nilai *rigid zone offset* kurang dari 1,0 (nilai 1,0 artinya sangat kaku). Tawio & Usman Wijaya, 2018, menyarankan nilai **0,5** untuk portal beton bertulang.

3.3.3 Analisis struktur

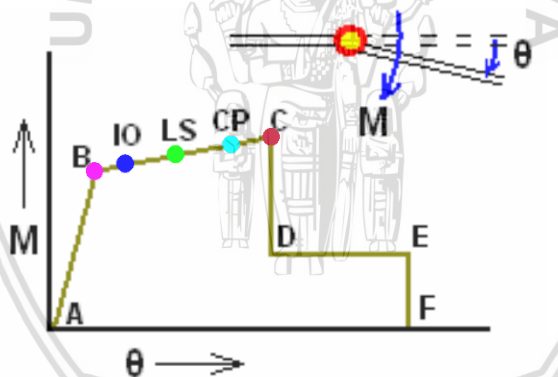
Untuk mengetahui perilaku struktur secara keseluruhan pada saat terkena gempa, maka digunakan metode analisis *non-linear pushover* yang terdapat pada program ETABS.

Presentase beban yang digunakan dalam analisis *non-linear pushover* adalah 100% beban mati ditambah 50% beban hidup. Selain itu efek *P-Delta* juga harus ditambahkan agar perilaku sesuai dengan kondisi yang akan terjadi. Berikut merupakan input *non-linear pushover case* dan pemodelan sendi plastis yang digunakan pada analisis menggunakan program ETABS. Untuk *non-linear pushover case* arah Y (PushY) dilakukan input data dan pengaturan yang sama dengan arah X (PushX).



Gambar 3.15 Input Non-Linear Pushover Case Arah X (PushX)

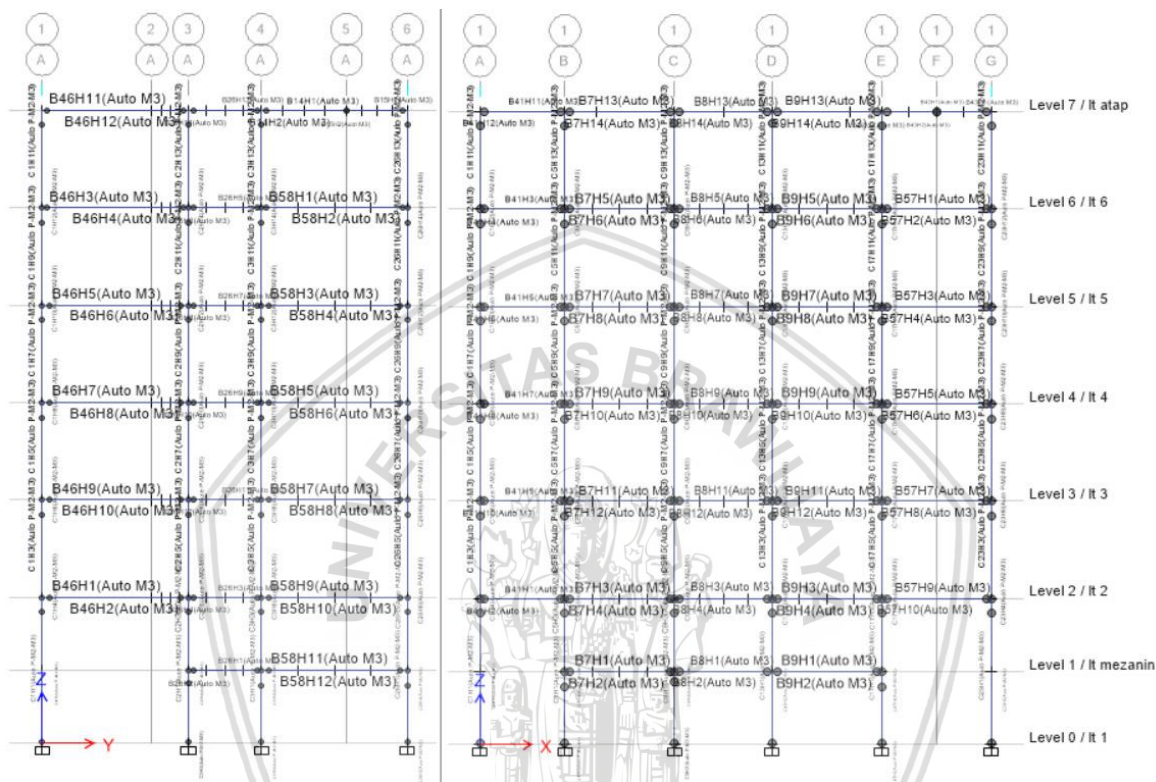
Tingkatan kondisi plastifikasi sendi plastis elemen struktur menggunakan aturan yang ada pada program ETABS, yaitu digambarkan oleh simbol-simbol seperti A, IO, LS, CP, C, D, dan E. Tiap simbol memiliki karakteristik warna yang berbeda-beda. Berikut merupakan grafik tingkatan plastifikasi sendi plastis elemen beserta penjelasannya.



Gambar 3.16 Tingkatan Plastifikasi Sendi Plastis Elemen Struktur

- A = Kondisi dimana belum ada pembebanan
- B = Kondisi dimana elemen mulai mengalami leleh pertama kali
- IO = Tahapan setelah leleh (plastis) dengan tingkat kinerja *immediate occupancy*.
- LS = Tahapan setelah leleh (plastis) dengan tingkat kinerja *life safety*.
- CP = Tahapan setelah leleh (plastis) dengan tingkat kinerja *collapse prevention* (hampir runtuh).
- C = Merupakan kapasitas ultimit dari elemen
- D = Merupakan kekuatan sisa dari elemen
- E = Merupakan batas dimana elemen sudah mengalami keruntuhan

Selanjutnya pemodelan sendi plastis juga dilakukan di daerah-daerah yang sekiranya akan mengalami sendi plastis. Sesuai dengan filosofi desain *Strong Column-Weak Beam* dan mekanisme *Beam Sway*, maka sendi plastis dimodelkan pada kedua ujung elemen balok dan pada ujung dan pangkal kolom. Berikut merupakan pemodelan sendi plastis yang digunakan pada analisis dengan program ETABS.



Gambar 3.17 Pemodelan Sendi Plastis arah melintang (kiri) dan arah memanjang (kanan)

3.4 Pembebanan Struktur

Desain pembebanan diambil sesuai dengan SNI 1727:2013 “Pedoman Pembebanan Minimum untuk Perancangan Bangunan Rumah dan Gedung” dan ASCE 7-10 *Minimum Design Load for Building and Other Structure* untuk beban mati, beban mati tambahan, dan beban hidup. Untuk beban gempa desain diambil sesuai dengan SNI 1726:2012 “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung”.

3.4.1 Beban mati

Beban mati terdiri dari berat sendiri elemen struktur dan beban mati tambahan. Berat sendiri elemen struktur merupakan berat sendiri beton bertulang yaitu 2400 kg/m^3 . Lalu untuk beban mati tambahan disebabkan oleh berat sendiri elemen non-struktur. Untuk lebih lengkapnya dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 3.3 Beban Mati dan Beban Mati Tambahan Komponen Gedung

Komponen Pembebanan	Nilai	Satuan
Lantai Keramik + Spesi	113	kg/m ²
<i>Ducting</i>	20	kg/m ²
Mekanikal Elektrikal	10	kg/m ²
Plafon langit-langit	10	kg/m ²
Lapisan <i>waterproofing</i>	5	kg/m ²
Berat Penutup atap (genteng)	50	kg/m ²
Dinding bata ringan	80	kg/m ²
Dinding partisi gypsum	30	kg/m ²

Sumber : ASCE 7-10 dan PPIUG 1983

3.4.2 Beban hidup

Beban hidup yang digunakan tidak dikalikan dengan faktor reduksi. Berikut merupakan rincian beban hidup yang digunakan dalam perencanaan.

Tabel 3.4 Beban Hidup Komponen Gedung

Beban Hidup	Nilai	Satuan
Gedung Perkuliahan	2.40	kN/m ²
Laboratorium	2.87	kN/m ²
Ruang Pertemuan	4.79	kN/m ²
Atap datar (dapat diakses)	2.4	kN/m ²

Sumber : SNI 1727-2013

3.4.3 Kombinasi pembebanan

Kombinasi pembebanan menggunakan kombinasi yang ada pada peraturan SNI 1727-2013. Gaya gempa lateral akan dilaksanakan dalam 2 arah bolak-balik, dalam kombinasi pembebanannya hal ini digambarkan oleh nilai positif (+) dan negatif (-) gaya gempanya (EQX dan EQY). Berikut merupakan rincian dari kombinasi pembebanan.

Tabel 3.5 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi Pembebanan	
1	1,4D
2	1,2D + 1,6L
3	1,2D + 0,5L + 1,0EQX + 0,3EQY
4	1,2D + 0,5L + 1,0EQX - 0,3EQY
5	1,2D + 0,5L - 1,0EQX + 0,3EQY
6	1,2D + 0,5L - 1,0EQX - 0,3EQY
7	1,2D + 0,5L + 1,0EQY + 0,3EQX
8	1,2D + 0,5L + 1,0EQY - 0,3EQX
9	1,2D + 0,5L - 1,0EQY + 0,3EQX
10	1,2D + 0,5L - 1,0EQY - 0,3EQX
11	0,9D + 1,0 EQX + 0,3 EQY
12	0,9D + 1,0 EQX - 0,3 EQY
13	0,9D - 1,0 EQX + 0,3 EQY
14	0,9D - 1,0 EQX - 0,3 EQY
15	0,9D + 1,0 EQY + 0,3 EQX
16	0,9D + 1,0 EQY - 0,3 EQX
17	0,9D - 1,0 EQY + 0,3 EQX
18	0,9D - 1,0 EQY - 0,3 EQX

Sumber : SNI 1727-2013

3.5 Respon Gempa Elastis

Respon gempa pada *DDBD* ini digunakan respon gempa yang dihitung sesuai SNI 1726-2012. Gempa rencana yang ditetapkan mempunyai periode ulang 500 ($2/3 \times S_{ms}$) tahun , agar probabilitasnya terbatas pada 2% selama umur gedung 50 tahun. Respon gempa elastis ini mempunyai redaman 5% (redaman dasar yang melekat). Dalam kajian ini data respon spektrum gempa diambil dari web puskim.go.id pada halaman “Desain Spektra Indonesia” dan diapat hasil sebagai berikut.

Gempa rencana yang ditetapkan mempunyai periode ulang 2500 tahun , agar probabilitasnya terbatas pada 2% selama umur gedung **2500 tahun** (*SNI 1726-2012*). Grafik respon dalam peraturan ini dirancang sesuai dengan parameter tiap wilayah di Indonesia dan struktur yang dibangun. Berikut ini adalah respon spektrum desain yang dirancang berdasarkan *SNI 1726-2012*:

1. Penetapan ketentuan umum struktur

- a. Kategori resiko = 4, untuk gedung sekolah dan fasilitas pendidikan
- b. Faktor keutamaan (I_e) = 1,5, berdasarkan tabel 3.3
- c. Klasifikasi situs (tanah) = SD (Tanah sedang) berdasarkan perancangan

Tabel 3.6 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

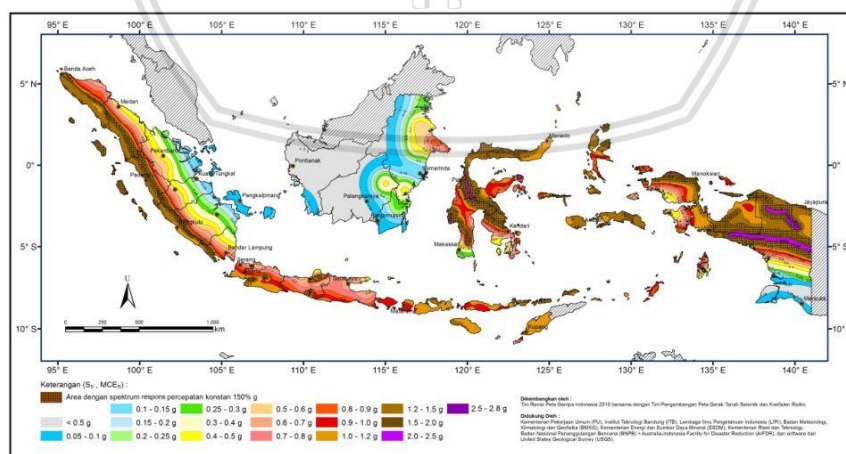
Sumber : SNI 1726-2012

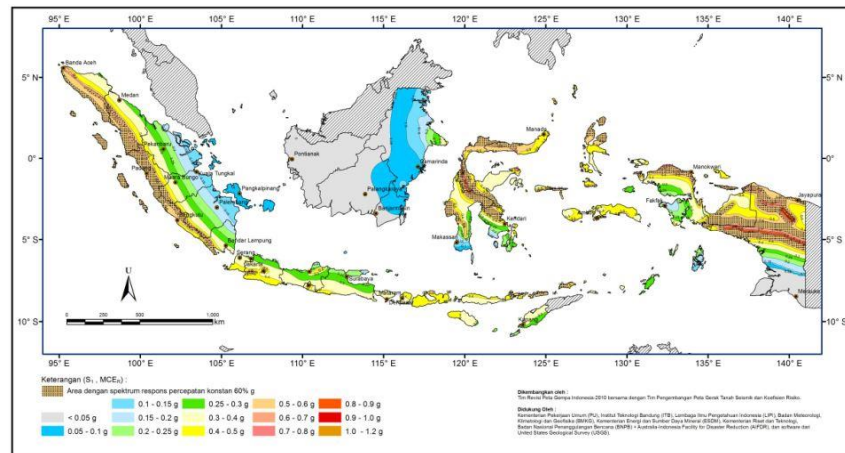
Tabel 3.7 Faktor R, Cd, dan Ω untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
24.Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2½	2½	2½	TB	TB	10	TB	TB
25.Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26.Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C.Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 ^{h,i}	TI ^h	TI ⁱ
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI ^h	TI ^h	TI ⁱ
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB

Sumber : SNI 1726-2012

2. Penentuan parameter respon spectral percepatan gempa maksimum
 - a. Menentukan S_s (didapat dari peta gempa dengan periode ulang 2500 dan $T=0,2$ detik) dan S_1 (didapat dari peta gempa dengan periode ulang 2500 dan $T=1$ detik) untuk wilayah Kota Malang :

Gambar 3.18 Peta Gempa dengan Periode Ulang 2500 tahun dan $T=0,2$ detik
Sumber : SNI 1726-2012



Gambar 3.19 Peta Gempa dengan Periode Ulang 2500 tahun dan $T=1$ detik
Sumber : SNI 1726-2012

Berdasarkan peta gempa tersebut, untuk wilayah Kota Malang ditentukan :

- $S_s = 0,8g$
- $S_1 = 0,3g$

b. Penetapan faktor amplifikasi getaran periode pendek (0,2 detik dan 1 detik) . Setelah ditentukan S_s dan S_1 , maka faktor amplifikasi getaran (F_a dan F_v) dapat ditentukan berdasarkan tabel berikut :

Tabel 3.8 Koefisien Keutamaan Situs, F_a (atas) dan F_v (bawah)

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

CATATAN:

- Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
- SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

CATATAN :

- Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier
- SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Sumber: SNI 1726-2012

Berdasarkan ketentuan diatas untuk tanah sedang (SD) dan $S_s= 1,5g$ dan $S_1=0,5g$ didapatkan:

- $F_a = 1,2$
- $F_v = 1,8$

c. Menghitung respon spektrum percepatan SMS dan SM1

- $SMS = F_a \cdot S_s = 1,2 \times 0,8 = 0,96$
- $SM1 = F_v \cdot S1 = 1,8 \times 0,3 = 0,54$

3. Menghitung parameter percepatan spectral desain

- $SDS = 2/3 SMS = 2/3 \times 0,96 = 0,64$
- $SD1 = 2/3 SM1 = 2/3 \times 0,54 = 0,36$

4. Spektrum respon desain

Bedasarkan pasal 6.4 SNI 1726-2012, spektrum respon desain ditentukan sebagai berikut:

- Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respon desain, S_a , harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

- Untuk perioda lebih besar atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum percepatan desain S_a , sama dengan S_{DS}
- Untuk perioda lebih besar daripada T_s , spektrum respon desain, S_a , harus diambil dari persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

- Perhitungan perioda

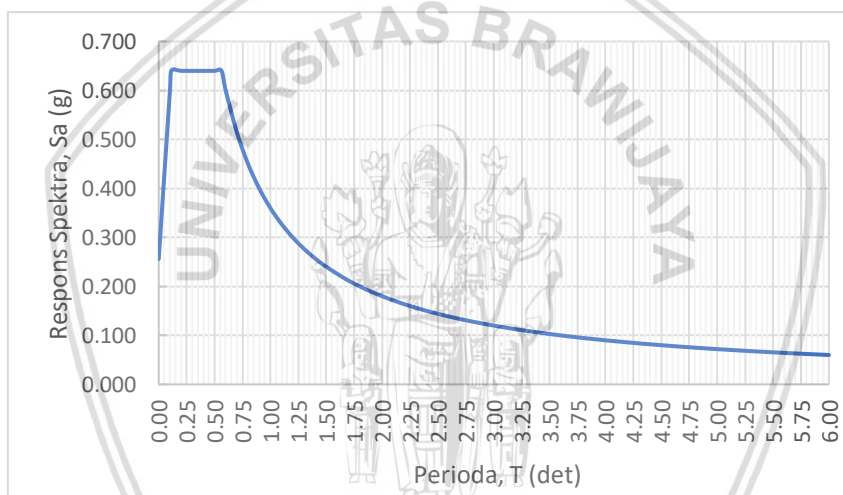
$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2 \frac{0,36}{0,64} = 0,11 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,36}{0,64} = 0,56 \text{ detik}$$

Bedasarkan perhitungan tersebut diperoleh grafik spektrum desain yang selanjutnya digunakan dalam analisis, ditampilkan pada gambar berikut:

Tabel 3.9 Nilai Respon Spektrum Desain Elastik (redaman 5%)

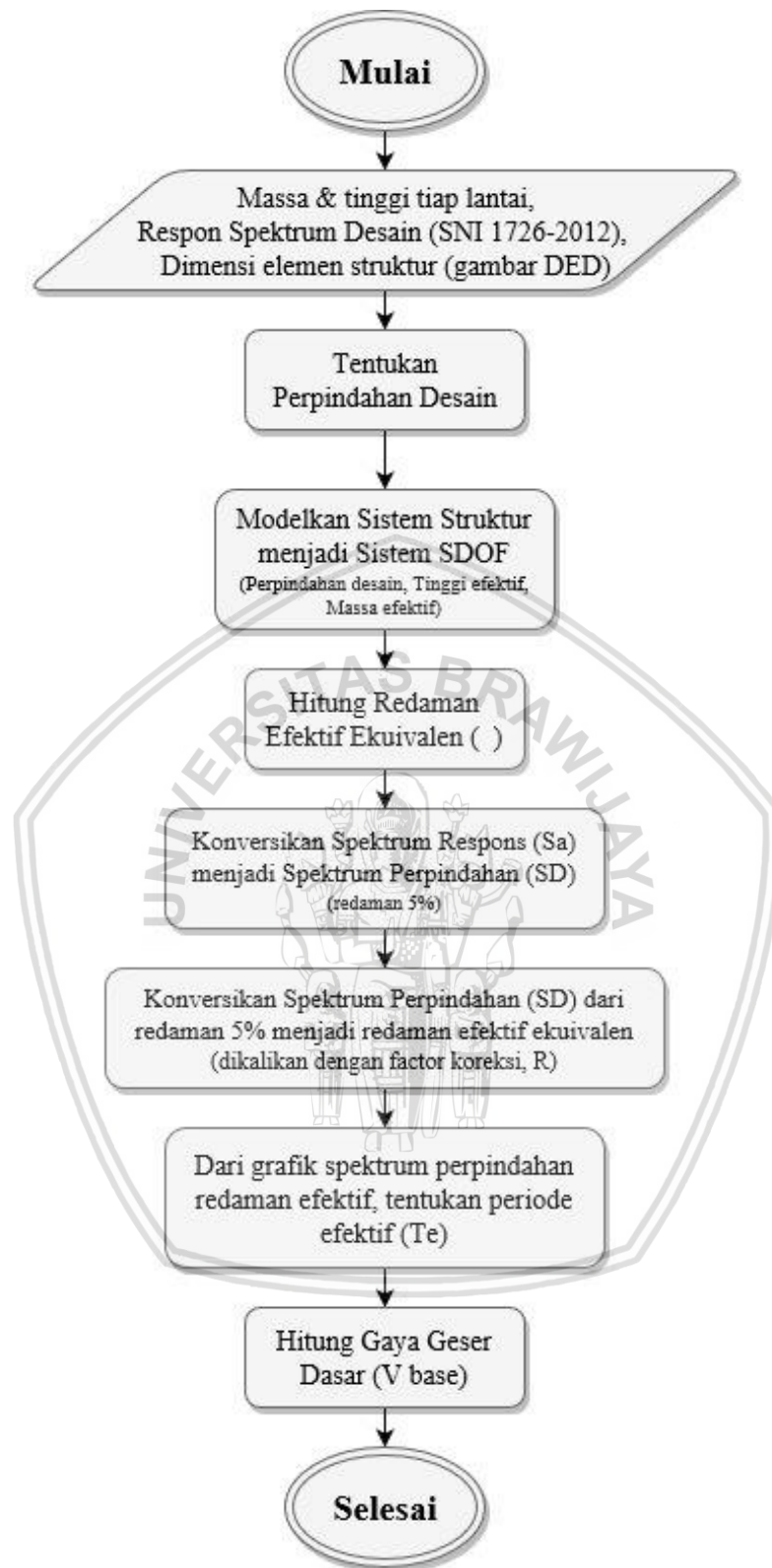
T (det)	Sa (g)	T (det)	Sa (g)	T (det)	Sa (g)
0.00	0.256	0.90	0.400	2.70	0.133
0.05	0.427	1.00	0.360	2.90	0.124
0.10	0.597	1.10	0.327	3.10	0.116
0.1125	0.640	1.20	0.300	3.30	0.109
0.20	0.640	1.30	0.277	3.50	0.103
0.30	0.640	1.40	0.257	3.70	0.097
0.40	0.640	1.50	0.240	3.90	0.092
0.50	0.640	1.70	0.212	4.20	0.086
0.5625	0.640	1.90	0.189	4.50	0.080
0.60	0.600	2.10	0.171	4.80	0.075
0.70	0.514	2.30	0.157	5.10	0.071
0.80	0.450	2.50	0.144	5.40	0.067



Gambar 3.20 Kurva Respon Spektrum Desain Elastik (redaman 5%)

3.6 Langkah-langkah Menghitung Gaya Geser Dasar Metode *DDBD*

Dasar dari metode *DDBD* adalah struktur tidak lagi didesain menurut karakteristik elastis awal, tetapi didesain menurut karakteristik inelastik struktur pada tingkat kinerja desain. Secara berurutan langkah-langkah perhitungan gaya geser dasar desain menggunakan metode *DDBD* untuk **sistem rangka portal** adalah sebagai berikut :



Gambar 3.21 Langkah-langkah Menghitung Gaya Geser Dasar Metode DDBD

Sumber : Tavio & Usman Wijaya, 2018

1. Desain perpindahan tingkat

Desain perpindahan untuk sistem rangka portal ditentukan berdasarkan inselastik *mode shape* dan tinggi masing-masing lantai. Perhitungan nilai inelastik *mode shape* dihitung berdasarkan jumlah lantai rencana. Simpangan desain struktur dapat dihitung melalui persamaan berikut :

- Untuk $n \leq 4$ $\delta_i = \frac{H_i}{H_n}$
- Untuk $n \geq 4$ $\delta_i = \frac{4}{3} \left[\frac{H_i}{H_n} \right] \left[1 - \frac{H_i}{H_n} \right]$

Desain perpindahan rencana untuk sistem rangka dipengaruhi oleh nilai simpangan desain struktural yang telah didesain. Desain perpindahan rencana tiap lantai dapat dihitung melalui persamaan berikut :

- Untuk lantai pertama ($i=1$) $\Delta_1 = \theta x H_1$
- Untuk lantai-lantai berikutnya ($i>1$) $\Delta_i = \delta_i \frac{\Delta_1}{H_1}$

Dimana :

θ = simpangan desain (*drift design*) pada tingkat kinerja desain

2. Desain perpindahan SDOF ekivalen

Desain perpindahan *MDOF* (*Multiple Degree of Freedom*) harus dikonversikan ke sistem *SDOF* (*Single Degree of Freedom*), dimana perpindahan maksimum merupakan ekivalensi dari desain perpindahan tingkat *MDOF*. Sehingga dapat dihitung dengan persamaan berikut

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$$

Dimana :

Δ_d = perpindahan maksimum desain *SDOF*, dalam meter

m_i = massa pada tingkat ke- i , dalam ton

Δ_i = perpindahan pada lantai ke- i , dalam meter

3. Massa efektif

Massa efektif untuk sistem SDOF pada sistem rangka dihitung dengan persamaan berikut

$$M_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d}$$

Dimana :

M_e = massa efektif, dalam ton/g

4. Tinggi efektif

Tinggi efektif struktur yang ekuivalen dengan sistem *SDOF* dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i h_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$$

Dimana :

H_e = tinggi efektif struktur *SDOF*, dalam meter

5. Desain daktilitas perpindahan (*displacement ductility*)

Daktilitas perpindahan untuk sistem *SDOF* ekuivalen ditentukan dengan karakteristik perpindahan leleh sistem dan dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}$$

Dimana :

μ = daktilitas perpindahan sistem

Δ_y = perpindahan leleh *SDOF* ekuivalen sistem

Perpindahan leleh untuk sistem rangka portal ditentukan dengan karakteristik simpangan leleh (*yield drift*) pada rangka dan dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$\Delta_y = \theta_y H_e$$

Dimana :

θ_y = simpangan leleh (*yield drift*) pada rangka

Simpangan leleh pada rangka portal untuk tingkat ke-*i* dipengaruhi oleh karakteristik geometri bangunan dan kekuatan elemen-elemennya. Kekuatan elemen dipengaruhi oleh nilai regangan material, panjang balok dan juga tinggi efektif balok.

- Rangka beton $\theta_y = 0,5 \cdot \epsilon_y \frac{L_b}{h_b}$

- Rangka baja $\theta_y = 0,65 \cdot \epsilon_y \frac{L_b}{h_b}$

Dimana :

L_b = panjang bersih balok pada rangka, dalam meter

H_b = tinggi efektif balok pada rangka, dalam meter

ϵ_y = regangan material tulangan pada balok (f_{ye}/E)

f_{ye} = kuat leleh tulangan ($1,1 \cdot f_y$), dalam Mpa

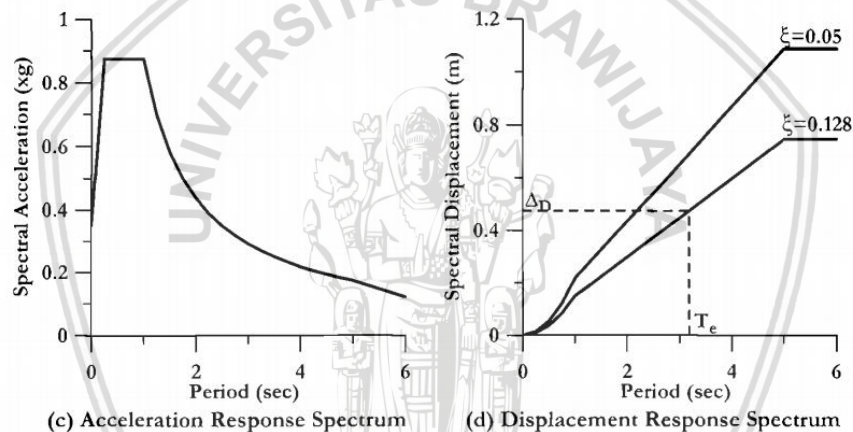
6. Redaman Viscous Ekivalen (*Equivalent Viscous Damping*)

Nilai redaman *viscous* ekivalen untuk sistem *SDOF* dihitung dengan persamaan berikut:

- Rangka beton bertulang $\xi_F = 0,05 + 0,565 \left(\frac{\mu-1}{\mu \cdot \pi} \right)$
- Rangka baja $\xi_F = 0,05 + 0,577 \left(\frac{\mu-1}{\mu \cdot \pi} \right)$

7. Periode Efektif

Nilai periode efektif sistem berderajat kebebasan tunggal (*SDOF*) pada saat respon perpindahan puncak dengan redaman inelastis dari sistem dihitung dengan mengkonversi respons spektrum desain ke grafik spektra perpindahan (S_d) dengan mengkoreksi ke tingkat redaman *viscous* ekivalen (ξ_{eq}). Lalu pada grafik spektra perpindahan ditarik nilai perpindahan rencana (Δ_d) sehingga nilai periode efektif sistem dapat diketahui.



Gambar 3.22 Respons Spektrum Desain dan Spektrum Perpindahan
Sumber : Priestley et. Al, 2007

Nilai *spectra displacement* (S_d) pada tingkat redaman *viscous* ekivalen (ξ_{eq}) harus dikalikan faktor koreksi untuk tingkat redaman dihitung dengan persamaan berikut :

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_a \cdot (g)$$

$$R_\xi = \left[\frac{0,07}{0,02 + \xi} \right]^{1/2}$$

Dimana :

S_d = *spectra displacement*, dalam meter

S_a = *spectra acceleration*, dalam g (percepatan gravitasi, 9,81m/s²)

R_ξ = faktor koreksi *spectra displacement* pada tingkat redaman *viscous* ekivalen

T = periode getar fundamental, dalam detik

8. Kekakuan efektif

Nilai kekakuan efektif bergantung pada nilai massa efektif dan periode efektif dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$K_e = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m_e}{T_e^2}$$

Dimana :

K_e = kekakuan efektif sistem, dalam kN/m

9. Gaya geser dasar

Setelah nilai kekakuan efektif sistem dihitung maka nilai gaya geser dasar desain dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$V_{Base} = K_e \Delta_d$$

Nilai gaya geser dasar ini akan didistribusikan pada tiap-tiap lantai (F_i) pusat massa bangunan dengan persamaan berikut :

$$F_i = F_t + 0,9 V_{Base} (m_i \Delta_i) / \sum_{i=1}^n m_i \Delta_i$$

Dimana :

V_{Base} = gaya geser desain, dalam kN

Δ_i = perpindahan yang terjadi pada lantai ke-I,

F_t = 0,1 x V_{Base} , untuk lantai atap, dalam kN

BAB IV

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

4.1 Berat Seismik Efektif

Berat seismik efektif diambil dari 1.0 beban mati + 0.5 beban hidup, dimana beban mati terdiri dari berat sendiri struktur dan beban mati tambahan.

Tabel 4.1 Berat Seismik Efektif dan Kombinasi

Lantai	Level	DL kg	LL kg	1D+0,5L ton
Atap	7	259713	84000	301.713
6	6	264266	126750	327.641
5	5	281114	112408	337.318
4	4	290330	112408	346.534
3	3	290330	112408	346.534
2	2	274533	112408	330.737
Mezanin	1	148531	42900	169.981
1 (dasar)	0	0	0	0

4.2 Desain Gaya Geser Dasar

Data-data gedung diambil dari gambar *DED* (*detailed engineering design*) seperti dimensi balok, kolom dan pelat lantai. Gedung ini akan didesain pada level kinerja **Life Safety** dengan simpangan rencana menurut ATC-40 (*Applied Technology Council*) yaitu **0,02**.

4.2.1 Profil perpindahan rencana

Perhitungan nilai inelastik *mode shape* dihitung berdasarkan jumlah lantai rencana. Simpangan desain struktur dapat dihitung melalui persamaan berikut :

$$\text{Untuk } n \geq 4 \quad \delta_i = \frac{4}{3} \left[\frac{H_i}{H_n} \right] \left[1 - \frac{H_i}{H_n} \right]$$

Desain perpindahan rencana untuk sistem rangka dipengaruhi oleh nilai simpangan desain struktural yang telah didesain. Desain perpindahan rencana tiap lantai dapat dihitung melalui persamaan berikut :

- Untuk lantai pertama ($i=1$) $\Delta_1 = \theta x H_1$
- Untuk lantai-lantai berikutnya ($i>1$) $\Delta_i = \delta_i \frac{\Delta_1}{H_1}$

Nilai Δ_i harus dikalikan faktor koreksi yang dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\omega_\theta &= 1,15 - 0,0034.H_n \leq 1.0 \\ &= 1,15 - 0,0034 \times 26 = 1,062 \leq 1.0\end{aligned}$$

Maka digunakan faktor koreksi $\omega = 1.0$

Profil perpindahan rencana dihitung dengan nilai simpangan rencana, $\theta = 0,02$ (pada tingkat kinerja *Life Safety*).

Tabel 4.2 Perhitungan Profil Perpindahan Rencana

Lantai	Level	Tinggi Hi (m)	Mass mi (ton)	δ_i	ω_θ	Δ_i (m)	mi. Δ_i	mi. Δ_i^2	mi. $\Delta_i.H_i$
Atap	7	26.00	301.71	1.000	1.0	0.414	124.87	51.68	3246.68
6	6	22.00	327.64	0.890	1.0	0.368	120.63	44.41	2653.76
5	5	18.00	337.32	0.763	1.0	0.316	106.56	33.67	1918.17
4	4	14.00	346.53	0.621	1.0	0.257	89.11	22.91	1247.52
3	3	10.00	346.53	0.464	1.0	0.192	66.48	12.75	664.78
2	2	6.00	330.74	0.290	1.0	0.120	39.69	4.76	238.13
Mezanin	1	3.00	169.98	0.149	1.0	0.060	10.20	0.61	30.60
1 (dasar)	0	0.00	0.00	0.000	1.0	0.000	0.00	0.00	0.00
		99.00	2160.46				557.54	170.80	9999.63

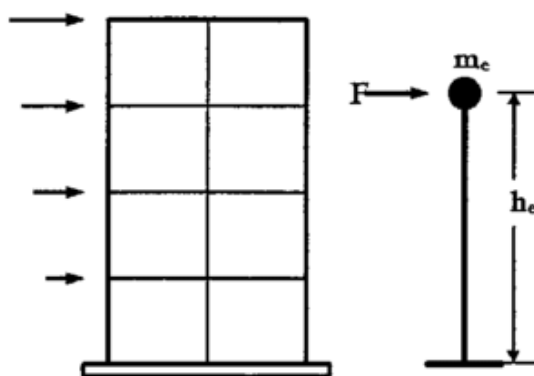
4.2.2 Desain perpindahan *SDOF*

Desain perpindahan *MDOF* (*Multiple Degree of Freedom*) harus dikonversikan ke sistem *SDOF* (*Single Degree of Freedom*) dengan persamaan berikut.

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = \frac{170,80}{557,54} = 0,306 \text{ m}$$

4.2.3 Tinggi efektif

Tinggi efektif struktur yang ekuivalen dengan sistem *SDOF* dapat dihitung dengan persamaan berikut.



Gambar 4.1 Simulasi SDOF
Sumber : Priestley et. Al, 2007

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i h_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = \frac{9999,63}{557,54} = 17,94 \text{ m}$$

4.2.4 Massa efektif

Massa efektif untuk sistem SDOF pada sistem rangka dihitung dengan persamaan berikut.

$$M_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} = \frac{557,54}{0,306} = 1819,962 \text{ ton}$$

4.2.5 Redaman efektif ekuivalen

Daktilitas pada frame arah x-x dan arah y-y dihitung berdasarkan bentang (L_b) m dan tinggi (H_b). Nilai $M_1 = M_i$ (asumsi balok dengan dimensi penampang yang sama akan didesain tipikal, sehingga nilai momennya sama). Nilai *drift* leleh dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$\theta_y = 0,5 \cdot \epsilon_y \frac{L_b}{h_b} \quad \Delta_y = \theta_y H_e$$

Dimana nilai regangan leleh (ϵ_y) yang digunakan adalah 0,0022.

1) Arah x-x (memanjang)

Tabel 4.3 Perhitungan Drift Leleh Arah X-X

Elemen	Lb (m)	Bk (m)	Hb (m)	θ_y	M	(n)	ΣM	$\Sigma M \cdot \theta_y$
Balok 25x40	3.5	0.5	0.4	0.0083	1	1	1	0.0083
	4	0.5	0.4	0.0096	1	1	1	0.0096
	4.5	0.5	0.4	0.0110	1	3	3	0.0330
							5	0.0509

Nilai *yield displacement*, Δ_y :

$$\Delta_y = \frac{\sum (M_i \theta_i)}{\sum M_i} \cdot H_e = \frac{0,0102}{5} \cdot 17,92 = 0,1824$$

2) Arah y-y (melintang)

Tabel 4.4 Perhitungan *Drift* Leleh Arah Y-Y

Elemen	Lb (m)	Bk (m)	Hb (m)	θ_y	M	(n)	ΣM	$\Sigma M \cdot \theta_y$
Balok 30x60	6	0.5	0.6	0.0101	1	2	2	0.0202
Balok 30x50	3	0.5	0.5	0.0055	1	1	1	0.0055
							3	0.0257

Nilai *yield displacement*, Δ_y :

$$\Delta_y = \frac{\sum (M_i \theta_i)}{\sum M_i} \cdot H_e = \frac{0,0086}{3} \cdot 17,92 = 0,1533$$

Daktilitas perpindahan arah memanjang dan melintang untuk sistem *SDOF* ekuivalen ditentukan dengan karakteristik perpindahan leleh sistem dan dapat dihitung dengan persamaan berikut.

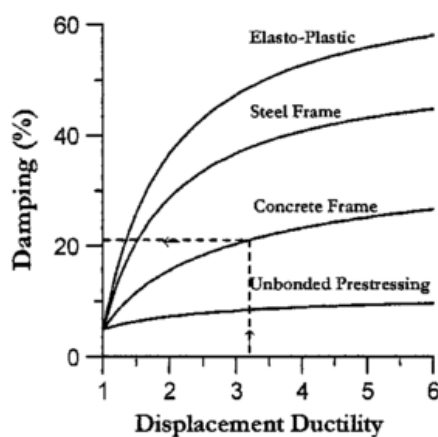
1) Arah x-x (memanjang)

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} = \frac{0,306}{0,1824} = 1,679$$

2) Arah y-y (melintang)

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} = \frac{0,306}{0,1533} = 1,997$$

Nilai redaman *viscous* ekuivalen untuk sistem *SDOF* dapat dicari dengan kurva atau dihitung dengan persamaan berikut.



Gambar 4.2 Kurva Hubungan antara Redaman Ekuivalen dengan Daktilitas Perpindahan
Sumber : Priestley et. Al, 2007

Persamaan untuk Rangka beton bertulang $\xi_F = 0,05 + 0,565 \left(\frac{\mu-1}{\mu.\pi} \right)$

1) Arah x-x (memanjang)

$$\xi = 0,05 + 0,565 \left(\frac{1,679 - 1}{1,679.\pi} \right) = 0,12424 = \mathbf{12,424\%}$$

2) Arah y-y (melintang)

$$\xi = 0,05 + 0,565 \left(\frac{1,997 - 1}{1,997.\pi} \right) = 0,14164 = \mathbf{14,164\%}$$

4.2.6 Periode efektif

Nilai periode efektif dihitung berdasarkan grafik *spectra displacement* (SD) pada nilai perpindahan desain (Δy). *Spectra displacement* (SD) didapatkan dengan mengkonversi *spectra acceleration* (S_a) dengan persamaan berikut.

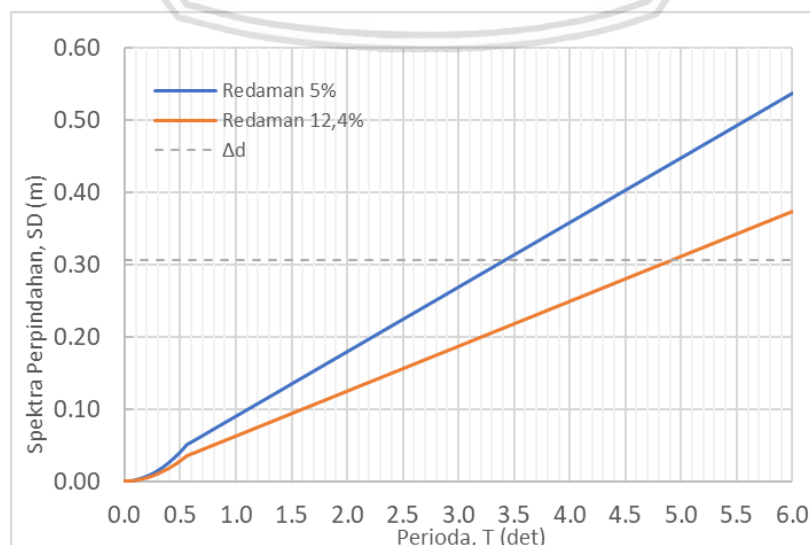
$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_a \cdot (g)$$

Kemudian untuk koreksi nilai *spectra displacement* (SD) dengan redaman 5% menjadi *spectra displacement* (SD) dengan redaman ekuivalen, digunakan faktor koreksi yang didapat dari persamaan berikut.

$$R_\xi = \left[\frac{0,07}{0,02 + \xi} \right]^{1/2}$$

Perhitungan nilai periode efektif pada arah memanjang dan melintang ditabelkan dan digambarkan dalam kurva sebagai berikut.

1) Arah x-x (memanjang)



Gambar 4.3 *Spectra Displacement* (SD) pada Redaman 12,4%

Tabel 4.5 Perhitungan *Spectra Displacement* dengan Redaman Efektif Arah X-X

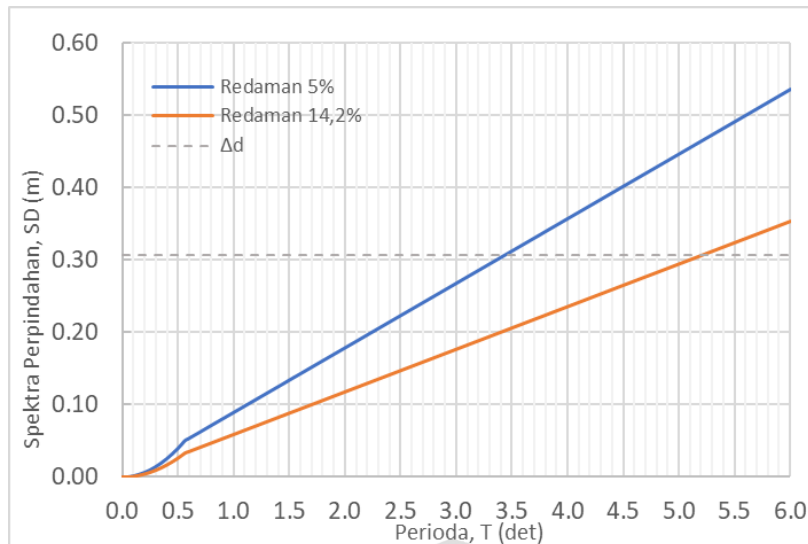
T	S _a	SD (m)	R _ξ	SD (m)	Δd
(det)	(g)	Redaman 5%		Redaman 12,4%	(m)
0.00	0.256	0.000	0.697	0.000	0.306
0.05	0.427	0.000	0.697	0.000	0.306
0.10	0.597	0.001	0.697	0.001	0.306
0.1125	0.640	0.002	0.697	0.001	0.306
0.20	0.640	0.006	0.697	0.004	0.306
0.30	0.640	0.014	0.697	0.010	0.306
0.40	0.640	0.025	0.697	0.018	0.306
0.50	0.640	0.040	0.697	0.028	0.306
0.5625	0.640	0.050	0.697	0.035	0.306
0.60	0.600	0.054	0.697	0.037	0.306
0.70	0.514	0.063	0.697	0.044	0.306
0.80	0.450	0.072	0.697	0.050	0.306
0.90	0.400	0.081	0.697	0.056	0.306
1.00	0.360	0.089	0.697	0.062	0.306
1.10	0.327	0.098	0.697	0.069	0.306
1.20	0.300	0.107	0.697	0.075	0.306
1.30	0.277	0.116	0.697	0.081	0.306
1.40	0.257	0.125	0.697	0.087	0.306
1.50	0.240	0.134	0.697	0.093	0.306
1.70	0.212	0.152	0.697	0.106	0.306
1.90	0.189	0.170	0.697	0.118	0.306
2.10	0.171	0.188	0.697	0.131	0.306
2.30	0.157	0.206	0.697	0.143	0.306
2.50	0.144	0.224	0.697	0.156	0.306
2.70	0.133	0.242	0.697	0.168	0.306
2.90	0.124	0.259	0.697	0.181	0.306
3.10	0.116	0.277	0.697	0.193	0.306
3.30	0.109	0.295	0.697	0.206	0.306
3.50	0.103	0.313	0.697	0.218	0.306
3.70	0.097	0.331	0.697	0.231	0.306
3.90	0.092	0.349	0.697	0.243	0.306
4.20	0.086	0.376	0.697	0.262	0.306
4.50	0.080	0.403	0.697	0.280	0.306
4.80	0.075	0.429	0.697	0.299	0.306
5.10	0.071	0.456	0.697	0.318	0.306
5.40	0.067	0.483	0.697	0.337	0.306
5.70	0.063	0.510	0.697	0.355	0.306
6.00	0.060	0.537	0.697	0.374	0.306

Dari kurva *spectra displacement* (SD) dengan nilai redaman 12,4% dapat ditarik garis dari perpindahan desain (Δd) senilai 0,306m sehingga didapat nilai perioda efektif **T_{ef}** senilai **4,9 detik**.

2) Arah y-y (melintang)

Tabel 4.6 Perhitungan *Spectra Displacement* dengan Redaman Efektif Arah Y-Y

T	S _a	SD (m)	R _ξ	SD (m)	Δd
(det)	(g)	Redaman 5%		Redaman 14,2%	(m)
0.00	0.256	0.000	0.658	0.000	0.306
0.05	0.427	0.000	0.658	0.000	0.306
0.10	0.597	0.001	0.658	0.001	0.306
0.1125	0.640	0.002	0.658	0.001	0.306
0.20	0.640	0.006	0.658	0.004	0.306
0.30	0.640	0.014	0.658	0.009	0.306
0.40	0.640	0.025	0.658	0.017	0.306
0.50	0.640	0.040	0.658	0.026	0.306
0.5625	0.640	0.050	0.658	0.033	0.306
0.60	0.600	0.054	0.658	0.035	0.306
0.70	0.514	0.063	0.658	0.041	0.306
0.80	0.450	0.072	0.658	0.047	0.306
0.90	0.400	0.081	0.658	0.053	0.306
1.00	0.360	0.089	0.658	0.059	0.306
1.10	0.327	0.098	0.658	0.065	0.306
1.20	0.300	0.107	0.658	0.071	0.306
1.30	0.277	0.116	0.658	0.077	0.306
1.40	0.257	0.125	0.658	0.082	0.306
1.50	0.240	0.134	0.658	0.088	0.306
1.70	0.212	0.152	0.658	0.100	0.306
1.90	0.189	0.170	0.658	0.112	0.306
2.10	0.171	0.188	0.658	0.124	0.306
2.30	0.157	0.206	0.658	0.135	0.306
2.50	0.144	0.224	0.658	0.147	0.306
2.70	0.133	0.242	0.658	0.159	0.306
2.90	0.124	0.259	0.658	0.171	0.306
3.10	0.116	0.277	0.658	0.182	0.306
3.30	0.109	0.295	0.658	0.194	0.306
3.50	0.103	0.313	0.658	0.206	0.306
3.70	0.097	0.331	0.658	0.218	0.306
3.90	0.092	0.349	0.658	0.230	0.306
4.20	0.086	0.376	0.658	0.247	0.306
4.50	0.080	0.403	0.658	0.265	0.306
4.80	0.075	0.429	0.658	0.283	0.306
5.10	0.071	0.456	0.658	0.300	0.306
5.40	0.067	0.483	0.658	0.318	0.306
5.70	0.063	0.510	0.658	0.336	0.306
6.00	0.060	0.537	0.658	0.353	0.306



Gambar 4.4 Spectra Displacement (SD) pada Redaman 14,2%

Dari kurva *spectra displacement* (SD) dengan nilai redaman 14,2% dapat ditarik garis dari perpindahan desain (Δ_d) senilai 0,306m sehingga didapat nilai periode efektif T_{ef} senilai 5,18 detik.

4.2.7 Kekakuan efektif

Nilai kekakuan efektif bergantung pada nilai massa efektif dan periode efektif dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$K_e = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m_e}{T_e^2}$$

- 1) Arah x-x (memanjang)

$$K_e = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot 1819,962}{4,9^2} = 2994,88 \text{ kN/m}$$

- 2) Arah y-y (melintang)

$$K_e = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot 1819,962}{5,18^2} = 2679.86 \text{ kN/m}$$

4.2.8 Gaya geser dasar

Gaya geser dasar pada saat pelelehan pertama bergantung pada kekakuan efektif dan perpindahan desain dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$V_{Base} = K_e \Delta_d$$

Nilai gaya geser dasar ini akan didistribusikan pada tiap-tiap lantai (F_i) pusat massa bangunan dengan persamaan berikut.

$$F_i = F_t + 0,9V_{Base}(m_i\Delta_i) / \sum_{i=1}^n m_i\Delta_i$$

Perhitungan gaya geser dasar dan distribusi tiap lantai pada arah memanjang dan melintang adalah sebagai berikut :

1) Arah x-x (memanjang)

$$V_{Base} = 2991,995 \times 0,306 = 916,105 \text{ kN}$$

Tabel 4.7 Perhitungan Distribusi Gaya Geser per Lantai Arah X-X

Lantai	Level	Tinggi Hi (m)	Mass mi (ton)	Δ_i (m)	$m_i\Delta_i$	Vb (kN)	Fi (kN)
Atap	7	26.00	301.71	0.414	124.87	917.47	276.68
6	6	22.00	327.64	0.368	120.63	917.47	178.65
5	5	18.00	337.32	0.316	106.56	917.47	157.82
4	4	14.00	346.53	0.257	89.11	917.47	131.97
3	3	10.00	346.53	0.192	66.48	917.47	98.45
2	2	6.00	330.74	0.120	39.69	917.47	58.78
Mezanin	1	3.00	169.98	0.060	10.20	917.47	15.10
1 (dasar)	0	0.00	0.00	0.000	0.00	917.47	0.00
		99.00	2160.46		557.54		917.47

2) Arah y-y (melintang)

$$V_{Base} = 2677,278 \times 0,306 = 819,743 \text{ kN}$$

Tabel 4.8 Perhitungan Distribusi Gaya Geser per Lantai Arah y-y

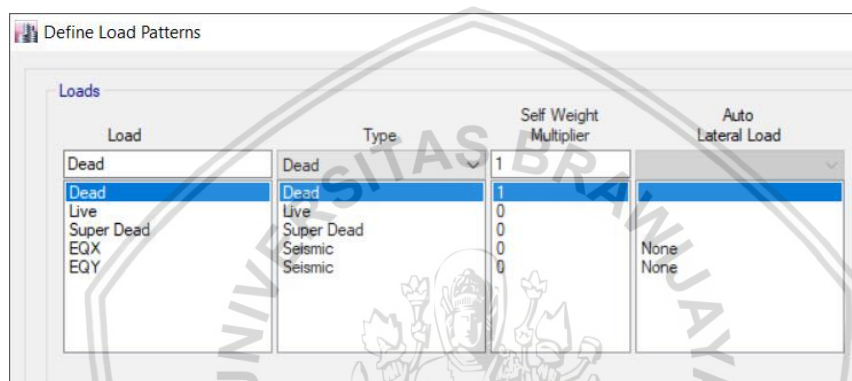
Lantai	Level	Tinggi Hi (m)	Mass mi (ton)	Δ_i (m)	$m_i\Delta_i$	Vb kN	Fi
Atap	7	26.00	301.71	0.414	124.87	820.96	247.58
6	6	22.00	327.64	0.368	120.63	820.96	159.86
5	5	18.00	337.32	0.316	106.56	820.96	141.22
4	4	14.00	346.53	0.257	89.11	820.96	118.09
3	3	10.00	346.53	0.192	66.48	820.96	88.10
2	2	6.00	330.74	0.120	39.69	820.96	52.60
Mezanin	1	3.00	169.98	0.060	10.20	820.96	13.52
1 (dasar)	0	0.00	0.00	0.000	0.00	820.96	0.00
		99.00	2160.46		557.54		820.96

4.3 Pembebanan Struktur

Jenis pembebanan yang diaplikasikan pada struktur dibagi menjadi 4 yaitu *live load* (beban hidup), *dead load* (beban mati), *super dead load* (beban mati tambahan), dan *earthquake* (beban gempa).

4.3.1 Pembebanan mati (berat sendiri struktur)

Penerapan beban mati yang meliputi berat sendiri struktur (balok, kolom, pelat lantai) dilakukan secara otomatis pada software ETABS, yaitu dengan memasukkan *load pattern* “dead” dan memberikan faktor *selfweight multiplier* senilai **1,0**. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 4.5 Input Load Pattern pada software ETABS

4.3.2 Pembebanan mati tambahan

Perhitungan berat sendiri struktur dilakukan secara otomatis pada software ETABS, maka dari itu perlu dilakukan perhitungan beban mati tambahan secara manual. Beban mati tambahan yang akan digunakan untuk membebani baik pelat lantai maupun balok dihitung sebagai berikut.

1) Pembebanan pelat lantai

Beban pada pelat lantai berupa beban luasan merata (kg/m^2) yang meliputi beban akibat finishing lantai maupun plafon.

a. Beban mati tambahan pada pelat lantai dalam

- Lantai Keramik + Spesi	:	113	kg/m^2
- Ducting	:	20	kg/m^2
- Mekanikal Elektrikal	:	10	kg/m^2
- Plafon langit-langit	:	10	kg/m^2
Total	:	153	$\text{kg/m}^2 = 1.5 \text{ kN/m}^2$

b. Beban mati tambahan pada pelat lantai atap

- Lapisan <i>waterproofing</i>	:	5	kg/m^2
--------------------------------	---	---	-----------------

- Ducting : 20 kg/m²
- Mekanikal Elektrikal : 10 kg/m²
- Plafon langit-langit : 10 kg/m²
- Total : 45 kg/m² = 0.44 kN/m²

c. Beban mati tambahan akibat tandon air

Pada lantai atap terdapat 2 tandon air berukuran masing-masing 1000 liter. Berat tandon air akan dijadikan beban luasan merata pada salah satu luasan pelat lantai atap.

Ukuran pelat atap : 2,5 x 4,5 m

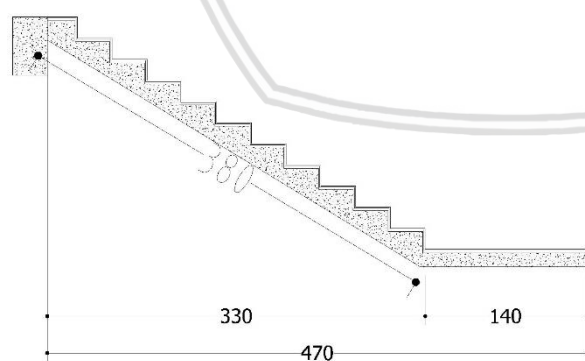
Berat tandon : 2000 liter x 0,001 x 1000 kg/m³ = 2000 kg

Beban luasan merata : 2000 / (2,5x4,5) = 177,8 kg/m² = 1.74 kN/m²

2) Pembebanan balok

Beban pada balok berupa beban garis merata (kg/m) yang meliputi beban akibat berat dinding, tangga, dan sandaran.

- a. Beban dinding bata ringan : berat dinding x tinggi dinding = 80 x 4 = 320 kg/m
= 3.14 kN/m²
- b. Beban dinding partisi : berat dinding x tinggi dinding = 30 x 4 = 120 kg/m
= 1.18 kN/m²
- c. Beban dinding sandaran : berat dinding x tinggi dinding = 80 x 1,5 = 120 kg/m
= 1.18 kN/m²
- d. Beban tangga :



lebar tangga = 1,5 m

tebal pelat+anak = 0,15 m

beban hidup tangga = 2,87 kN/m²

- b. mati = (3,8+1,4)x0,15x2400
= 1872 kg/m
= 18.36 kN/m²

- b. hidup = (3,3+1,4)x2,87
= 13.49 kN/m²

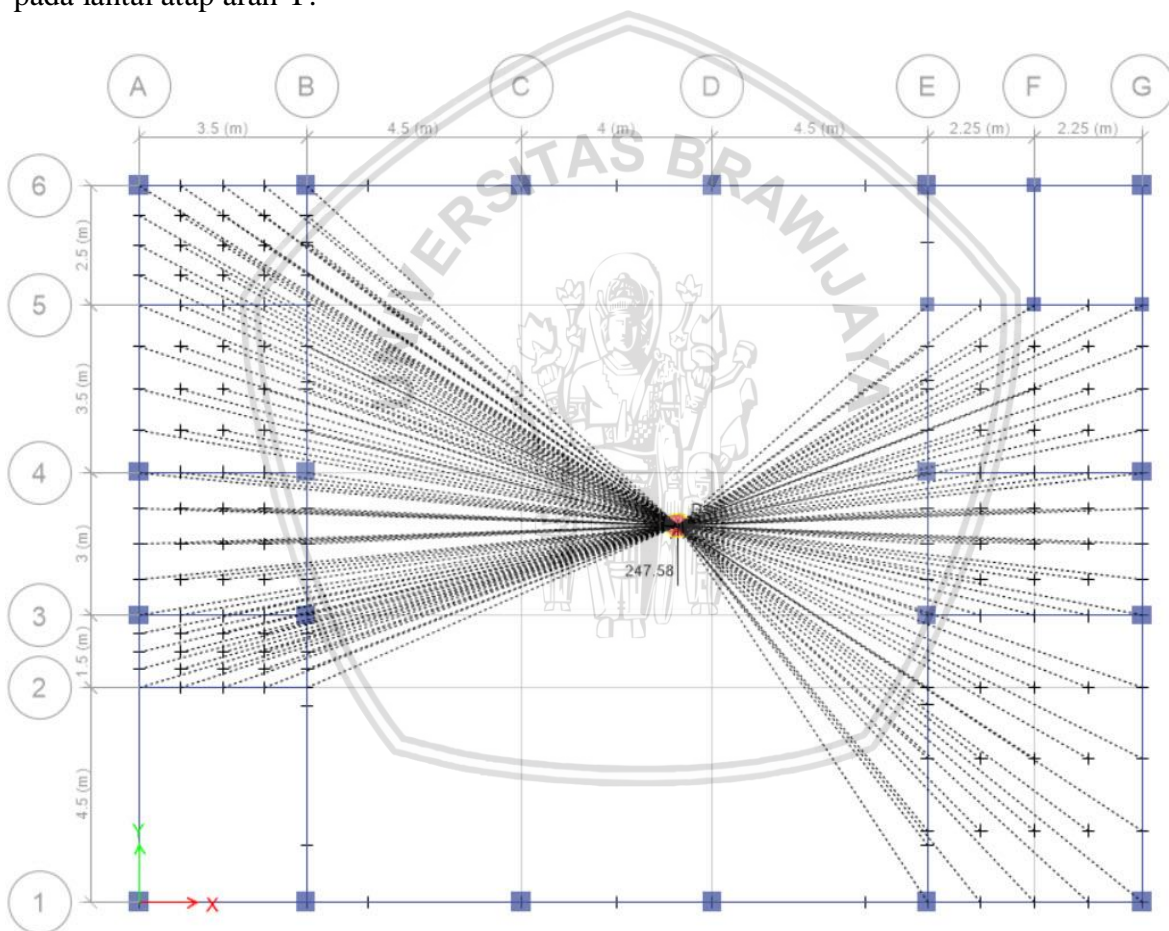
e. Beban rangka atap

Dari perhitungan telah didapatkan berat total rangka atap adalah 61277 kg (perhitungan dilampirkan). Berat total akan dibagi menjadi beban terpusat pada 18 titik, jarak dari titik tumpuan rangka atap ke balok yang akan dibebani adalah 1,25m. beban terpusat tersebut akan dijadikan beban momen pada balok.

- beban terpusat pada masing-masing titik : $82037 / 18 = 4557.61 \text{ kg}$
- beban momen tiap titik pada balok : $4557.61 \times 1.25 \text{ m} = 5697.01 \text{ kg.m}$
 $= 55.86 \text{ kN/m}$

4.3.3 Pembebanan gempa statik

Pada kajian ini, pembebanan gaya gempa terpusat hasil perhitungan dengan metode *direct displacement based design*, akan diaplikasikan pada pusat massa di tiap-tiap lantai (arah x dan arah y) dengan kombinasi pembebanan sesuai dengan *SNI 1726-2012*. Pada software ETABS untuk mendapatkan pusat massa dari tiap-tiap lantai maka digunakan *diaphragm* pada tiap lantainya. Berikut merupakan contoh pengaplikasian beban gempa pada lantai atap arah Y.

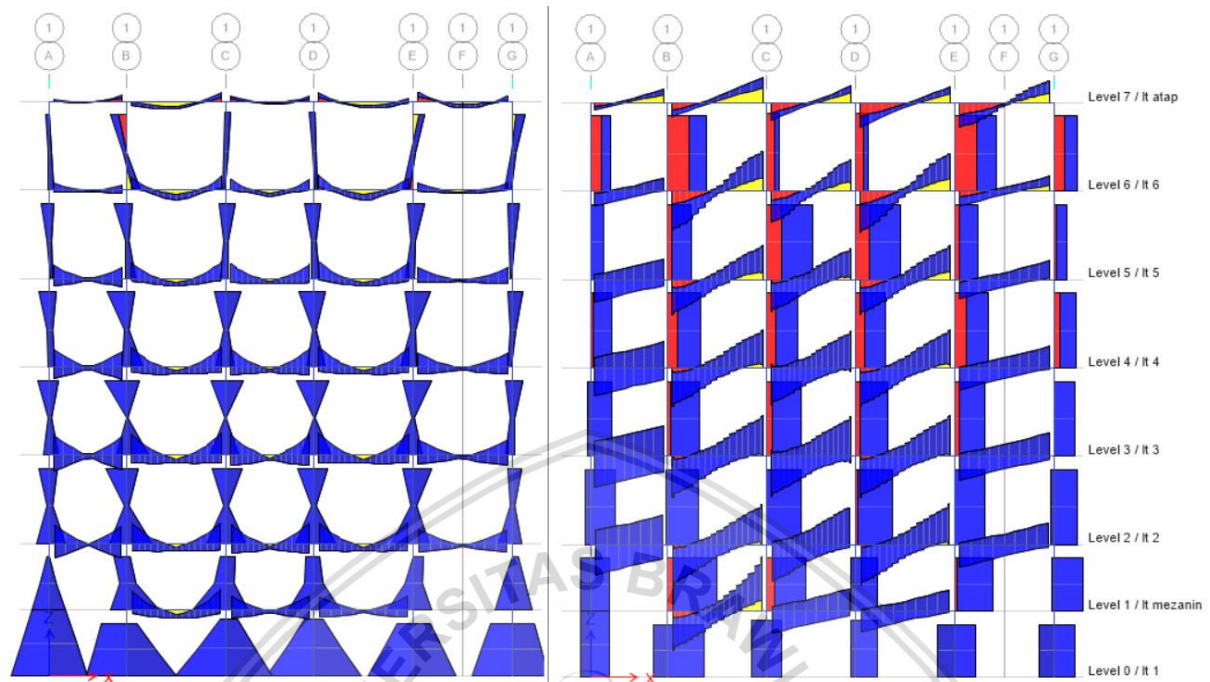


Gambar 4.6 Pengaplikasian beban gempa pada pusat massa lantai atap arah Y

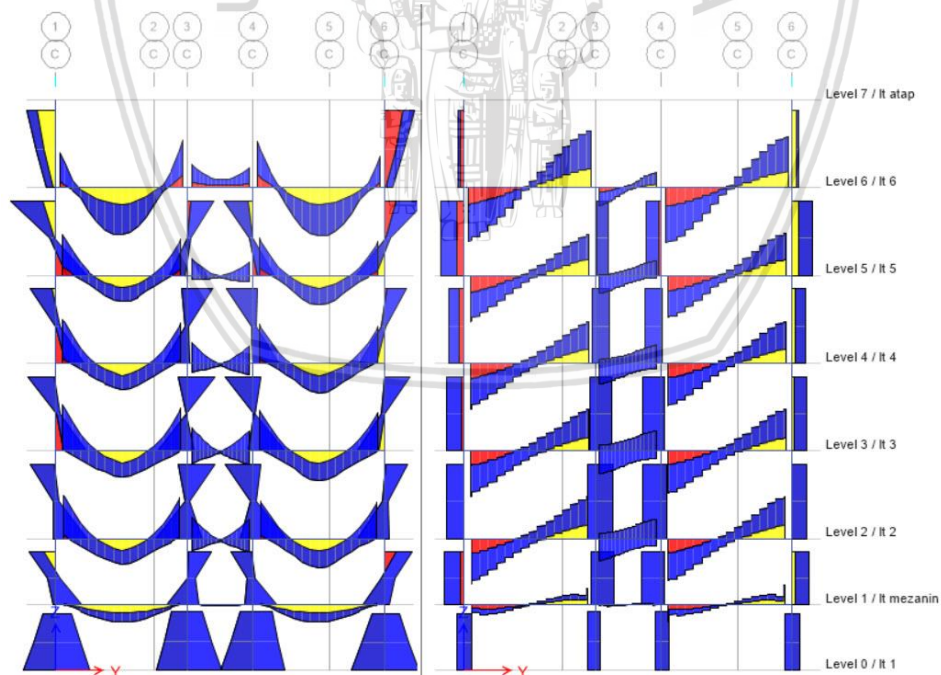
4.4 Hasil Analisis Struktur

Berikut merupakan hasil analisis struktur beban *envelope* maksimum dan minimum dari tiap-tiap portal arah memanjang dan melintang yang didapat dari software ETABS. Bisa dilihat pada gambar, warna biru merupakan hasil *envelope* maksimum gaya dalam pada

tiap-tiap elemen struktur. sedangkan warna merah atau kuning merupakan *envelope* minimum nya.



Gambar 4.7 Diagram Momen (kiri) dan Gaya Geser (kanan) Tipikal pada Portal Arah Memanjang (Portal 1-1)



Gambar 4.8 Diagram Momen (kiri) dan Gaya Geser (kanan) Tipikal pada Portal Arah Melintang (Portal C-C)

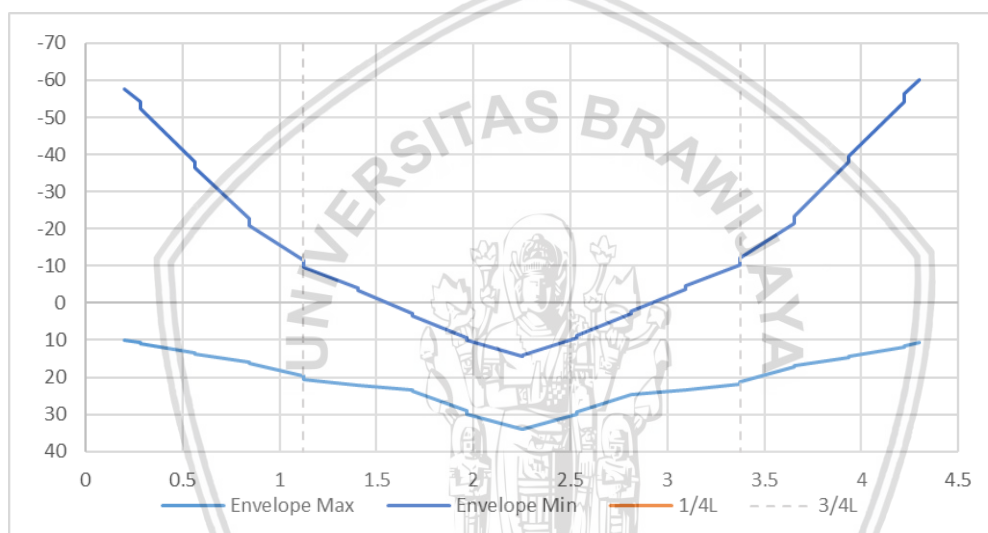
4.5 Pendetailan Elemen Struktur

Struktur didesain pada *performance level* “*life safety*” ini berarti struktur telah berperilaku pasca-elastis atau daktail, maka dari itu harus dilaksanakan pendetailan khusus

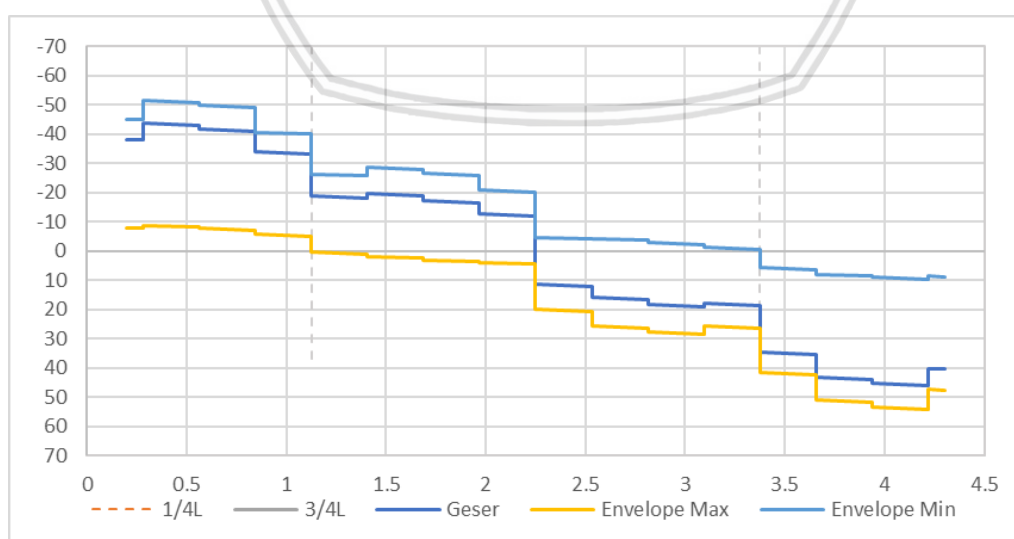
pada daerah-daerah yang mengalami sendi plastis berdasarkan *SNI 2847-2013*. Diharapkan dengan dilakukannya pendetailan tersebut maka struktur akan berperilaku duktail dan merespon beban gempa pada tingkat deformasi yang telah didesain.

4.5.1 Pendetailan balok induk

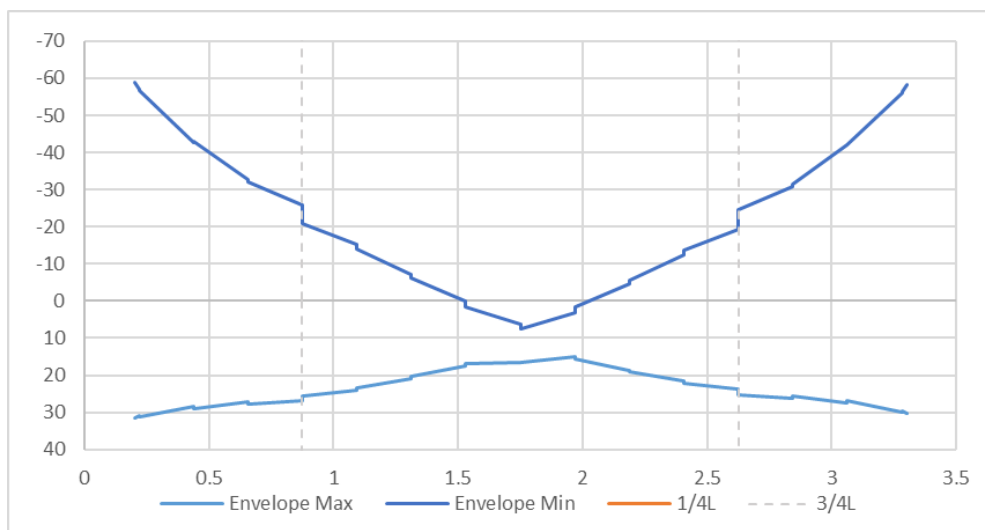
Pada bab ini, akan diambil balok induk B1 sebagai contoh pendetailan struktur berdasarkan *SNI 2847-2013*. Pada pendetailan elemen B1, digunakan gaya-gaya dalam yang paling besar antara balok E3-G3 lantai 3 dan balok A3-B3 lantai 2 karena 2 elemen tersebut dianggap dapat mewakili gaya dalam paling ekstrim dari semua balok induk dengan dimensi yang sama ($B1 = 25 \times 40$ cm). Selanjutnya semua balok B1 dengan dimensi yang sama dan bentang yang berbeda akan diberikan detail penulangan yang sama.



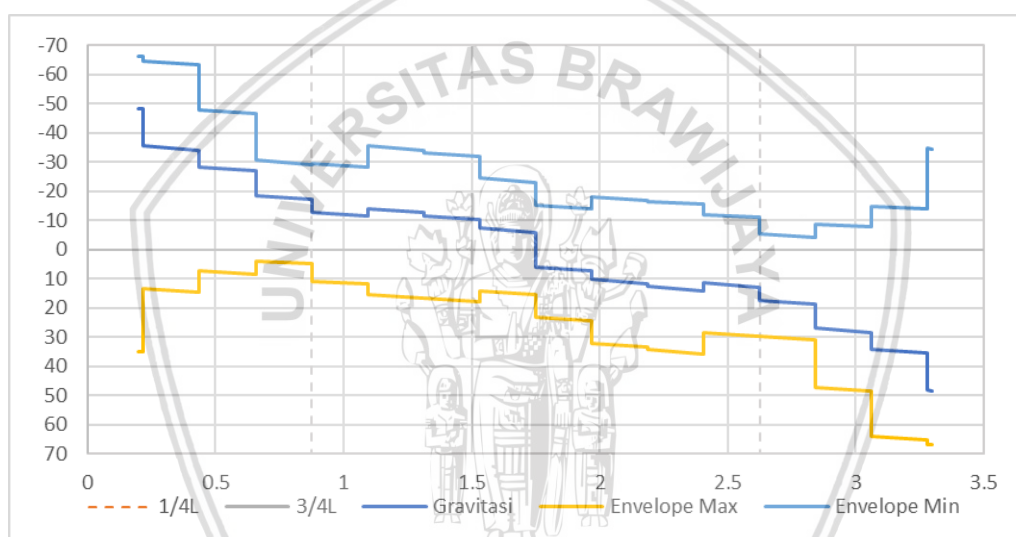
Gambar 4.9 Diagram Momen *envelope* maksimum dan minimum balok E3-G3 lantai 3



Gambar 4.10 Diagram Gaya Geser *envelope* maksimum & minimum, dan akibat beban gravitasi (1,2D+1L) balok E3-G3 lantai 3



Gambar 4.11 Diagram Momen *envelope* maksimum dan minimum balok A3-B3 lantai 2



Gambar 4.12 Diagram Gaya Geser *envelope* maksimum & minimum, dan akibat beban gravitasi (1,2D+1L) balok A3-B3 lantai 2

Sehingga dari diagram gaya-gaya dalam diatas, didapatkan nilai maksimum sebagai berikut :

Momen desain

Tumpuan (-) = 58,915 kN.m

Tumpuan (+) = 31,583 kN.m

Lapangan (-) = 25,916 kN.m

Lapangan (+) = 26,985 kN.m

Gaya Aksial (P_u) = 0 kN → Karena pada analisis digunakan diafragma kaku, sehingga gaya aksial ditahan oleh diafragma

Gaya geser terfaktor akibat kombinasi beban gempa

$V_{ultimate}$ = 6674,70 N

Gaya geser terfaktor akibat beban gravitasi (1,2D+1,0L)

$$V_{\text{gravitasi kiri}} = 66128,10 \text{ N}$$

$$V_{\text{gravitasi kiri}} = 66764,70 \text{ N}$$

4.5.1.1 Penulangan longitudinal lentur

Data-data desain:

$$\text{Mutu beton } (f'_c) = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu tulangan ulir } (f_y) = 390 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu tulangan polos } (f_y) = 240 \text{ Mpa}$$

$$\text{Lebar balok } (b) = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi balok } (h) = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton } (d') = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif } (d) = 400 - 40 = 360 \text{ mm}$$

$$\text{Bentang bersih } (L_n) = 4100 \text{ mm}$$

Cek syarat beton sebagai batang lentur:

Persyaratan pendetailan khusus untuk balok lentur sesuai dengan *SNI-2847-2013* adalah sebagai berikut :

- a. Gaya aksial tekan terfaktor tidak melebihi $0.1 \times A_g \times f'_c$

$$P_u = 0 \text{ kN}$$

$$0.1 \times A_g \times f'_c = 0.1 \times 250 \times 400 \times 25 = 250 \text{ kN}$$

$$P_u < 0.1 \times A_g \times f'_c \rightarrow \text{memenuhi syarat}$$

- b. Bentang bersih elemen struktur tidak boleh lebih dari 4 kali tinggi efektifnya (asumsi hanya dipasang satu baris tulangan)

$$L_n = 4100 \text{ mm}$$

$$d = 360 \text{ mm}$$

$$4d = 1440 \text{ mm}$$

$$L_n > 4d \rightarrow \text{memenuhi syarat}$$

- c. Lebar komponen harus lebih dari $0.3h$ dan 250 mm

$$b_w / h = 240 / 400 = 0.63 \rightarrow \text{memenuhi syarat}$$

Perhitungan Kebutuhan Tulangan Longitudinal Lentur

Perhitungan tulangan lentur yang disyaratkan dalam *SNI-2847-2013* adalah sebagai berikut.

Asumsi :

- Perilaku elemen diasumsikan sebagai tulangan persegi dengan 2 lapis tulangan,
- Tulangan lentur diasumsikan tidak memberikan distribusi apapun dalam menahan tekan.

Tulangan Lentur Tumpuan Negatif (-)

- a. Menghitung kebutuhan awal tulangan

$$M_u = 58915300 \text{ N.mm}$$

$$d = 360 \text{ mm}$$

Rasio desain balok beton ($\phi=0.9$)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{58915300}{0.9 \times 250 \times 360^2} = 2.020$$

Tinggi blok tegangan beton ekuivalen

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0.85 \times f'_c}} \right) = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.02}{0.85 \times 25}} \right) \times 360 = 36.03$$

Luas tulangan perlu (A_s)

$$A_s = \frac{0.85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} = \frac{0.85 \times 25 \times 36.06 \times 250}{390} = 490.812 \text{ mm}^2$$

- b. Cek kondisi penampang awal

Untuk pendetailan elemen daktail maka elemen lentur harus berada dalam penampang terkendali Tarik (*tension-controlled*).

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 \times (f'_c - 28)}{7} = 0.85 - \frac{0.05 \times (25 - 28)}{7} = 0.871$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{36.03}{0.871} = 41.35$$

$$\frac{c}{d} = \frac{41.35}{360} = 0.115 < 0.375 \rightarrow \text{Ok!}$$

- c. Cek syarat tulangan perlu

Batas tulangan maksimum dan minimum adalah sebagai berikut:

$$\text{Luas tulangan perlu } (A_s) = 490.81 \text{ mm}^2$$

Cek tulangan maksimum

$$\rho_{max} = 0.025$$

$$A_{s_{max}} = 0.025 \times 250 \times 360 = 2250 \text{ mm}^2 > 490.811 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Ok!}$$

Cek tulangan minimum

$$A_{s_{min 1}} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b \times d = \frac{0.25 \times \sqrt{25}}{390} \times 250 \times 360$$

$$= 288.46 \text{ mm}^2 < 490.81 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Ok!}$$

$$A_{s_{min 2}} = \frac{1.4 \times b \times d}{f_y} = \frac{1.4 \times 250 \times 360}{390}$$

$$= 323.08 \text{ mm}^2 < 490.81 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Ok!}$$

Maka nilai A_s yang digunakan 490.81 mm^2

Digunakan tulangan diameter 16 mm, $A_s = 201.14 \text{ mm}^2$

Sehingga dibutuhkan 2.4, dipasang 3 buah, $A_s \text{ actual} = 603.43 \text{ mm}^2$

d. Cek kapasitas penampang aktual

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{603.42 \times 390}{0.85 \times 25 \times 250} = 44.30 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times (d - 0.5a)$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0.9 \times 603.43 \times 390 \times (360 - 0.5 \times 44.3) \\ &= 71557920.05 \text{ N.mm} = 71.56 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Cek kapasitas momen penampang

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$58.915 \text{ kN.m} \leq 71.56 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Ok!}$$

Tulangan lentur tumpuan positif (+)

a. Menghitung kebutuhan awal penulangan

$$M_u = 58195300 \text{ N.mm}$$

$$d = 360 \text{ mm}$$

Rasio desain balok beton ($\phi = 0.9$)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{58195300}{0.9 \times 250 \times 360^2} = 1.083$$

Tinggi blok tegangan beton ekuivalen

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0.85 \times f'_c}} \right) \times d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.083}{0.85 \times 25}} \right) \times 360 = 18.84 \text{ mm}$$

Luas tulangan perlu (A_s)

$$A_s = \frac{0.85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} = \frac{0.85 \times 25 \times 18.84 \times 250}{390} = 256.662 \text{ mm}^2$$

b. Cek kondisi penampang awal

Untuk pendetailan elemen daktail maka elemen lentur harus berada dalam penampang terkendali Tarik (*tension-controlled*)

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 \times (f'_c - 28)}{7} = 0.85 - \frac{0.05 \times (25 - 28)}{7} = 0.871$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{18.84}{0.871} = 21.62$$

$$\frac{c}{d} = \frac{21.62}{360} = 0.060 < 0.375 \rightarrow \text{Ok!}$$

c. Cek syarat tulangan perlu

Batas tulangan maksimum dan minimum adalah sebagai berikut:

$$\text{Luas tulangan perlu (As)} = 256.66 \text{ mm}^2$$

Cek tulangan maksimum

$$\rho_{max} = 0.025$$

$$As_{max} = 0.025 \times 250 \times 360 = 2250 \text{ mm}^2 > 256.66 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Ok!}$$

Cek tulangan minimum

$$As_{min 1} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{fy} \times b \times d = \frac{0.25 \times \sqrt{25}}{390} \times 250 \times 360$$

$$= 288.46 \text{ mm}^2 > 256.66 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{tidak terpenuhi}$$

$$As_{min 2} = \frac{1.4 \times b \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 250 \times 360}{390}$$

$$= 323.08 \text{ mm}^2 > 256.66 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{tidak terpenuhi}$$

Maka nilai As yang digunakan 323.08 mm²

Digunakan tulangan diameter 16 mm, As= 201.14 mm²

Sehingga dibutuhkan 1.6, dipasang 2 buah, As aktual= 402.12 mm²

d. Cek kapasitas penampang aktual

Untuk penampang dengan momen positif (tulangan lentur di bagian atas), maka penampang aktual harus dicek sebagai Balok T.

$$b_w = 250 \text{ mm}$$

$$H = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pelat (H}_f\text{)} = 120 \text{ mm}$$

$$H_b = 400 - 120 = 280 \text{ mm}$$

$$b_w + 2H_b = 250 + 2 \times 280 = 810 \text{ mm}$$

$$b_w + 8H_f = 250 + 8 \times 120 = 1210 \text{ mm}$$

$$\text{Digunakan } B_{eff} = 810 \text{ mm}$$

Tinggi blok tegangan beton ekuivalen aktual

$$a = \frac{As \times fy}{0.85 \times f'c \times b} = \frac{402.12 \times 390}{0.85 \times 25 \times 250} = 29.52 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{29.52}{0.871} = 33.88 \text{ mm} < H_f = 120 \text{ mm}$$

Maka digunakan balok T palsu, sehingga

$$\frac{c}{d} = \frac{33.88}{360} = 0.094 < 0.375 \rightarrow \text{Ok! (penampang terkendali tarik)}$$

Cek kapasitas penampang aktual

$$\phi Mn = \phi \times As \times fy \times (d - 0.5a)$$

$$\begin{aligned}\phi Mn &= 0.9 \times 402.12 \times 390 \times (360 - 0.4 \times 29.52) \\ &= 48729019.79 \text{ N.m} = 48.73 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

Cek kapasitas momen penampang

$$Mu \leq \phi Mn$$

$$31.583 \text{ kN.m} \leq 48.73 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Ok!}$$

Tulangan lentur lapangan negatif (-)

a. Menghitung kebutuhan awal penulangan

$$Mu = 25915800 \text{ N.mm}$$

$$d = 360 \text{ mm}$$

Rasio desain balok beton ($\phi = 0.9$)

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{25915800}{0.9 \times 250 \times 360^2} = 0.889$$

Tinggi blok tegangan beton ekuivalen

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0.85 \times f'c}} \right) \times d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.889}{0.85 \times 25}} \right) \times 360 = 15.39 \text{ mm}$$

Luas tulangan perlu (As)

$$As = \frac{0.85 \times f'c \times a \times b}{fy} = \frac{0.85 \times 25 \times 15.39 \times 250}{390} = 209.573 \text{ mm}^2$$

b. Cek kondisi penampang awal

Untuk pendetailan elemen daktail maka elemen lentur harus berada dalam penampang terkendali tarik (*tension-controlled*)

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 \times (f'c - 28)}{7} = 0.85 - \frac{0.05 \times (25 - 28)}{7} = 0.871$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.39}{0.871} = 17.66$$

$$\frac{c}{d} = \frac{17.66}{360} = 0.049 < 0.375 \rightarrow \text{Ok!}$$

c. Cek syarat tulangan perlu

Batas tulangan maksimum dan minimum adalah sebagai berikut:

$$\text{Luas tulangan perlu (As)} = 209.57 \text{ mm}^2$$

Cek tulangan maksimum

$$\rho_{max} = 0.025$$

$$A_{s_{max}} = 0.025 \times 250 \times 360 = 2250 \text{ mm}^2 > 209.57 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Ok!}$$

Cek tulangan minimum

$$A_{s_{min 1}} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b \times d = \frac{0.25 \times \sqrt{25}}{390} \times 250 \times 360$$

$$= 288.46 \text{ mm}^2 > 209.57 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{tidak terpenuhi}$$

$$A_{s_{min 2}} = \frac{1.4 \times b \times d}{f_y} = \frac{1.4 \times 250 \times 360}{390}$$

$$= 323.08 \text{ mm}^2 > 209.57 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{tidak terpenuhi}$$

Maka nilai A_s yang digunakan 323.08 mm^2

Digunakan tulangan diameter 16 mm, $A_s = 201.14 \text{ mm}^2$

Sehingga dibutuhkan 1.6, dipasang 2 buah, $A_s \text{ aktual} = 402.29 \text{ mm}^2$

d. Cek kapasitas penampang aktual

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{402.12 \times 390}{0.85 \times 25 \times 250} = 29.52 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi \times A_s \times f_y \times (d - 0.5a)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 402.29 \times 390 \times (360 - 0.4 \times 29.52)$$

$$= 48747794.31 \text{ N.m} = 48.75 \text{ kN.m}$$

Cek kapasitas momen penampang

$$Mu \leq \phi Mn$$

$$25.916 \text{ kN.m} \leq 48.75 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Ok!}$$

Tulangan lentur lapangan positif (+)

a. Menghitung kebutuhan awal penulangan

$$Mu = 26985100 \text{ N.mm}$$

$$d = 360 \text{ mm}$$

Rasio desain balok beton ($\phi = 0.9$)

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{26985100}{0.9 \times 250 \times 360^2} = 0.925$$

Tinggi blok tegangan beton ekuivalen

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0.85 \times f'_c}} \right) \times d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.925}{0.85 \times 25}} \right) \times 360 = 16.03 \text{ mm}$$

Luas tulangan perlu (A_s)

$$A_s = \frac{0.85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} = \frac{0.85 \times 25 \times 16.03 \times 250}{390} = 218.422 \text{ mm}^2$$

b. Cek kondisi penampang awal

Untuk pendetailan elemen daktail maka elemen lentur harus berada dalam penampang terkendali tarik (*tension-controlled*)

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 \times (f'_c - 28)}{7} = 0.85 - \frac{0.05 \times (25 - 28)}{7} = 0.871$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{16.03}{0.871} = 18.40$$

$$\frac{c}{d} = \frac{18.40}{360} = 0.051 < 0.375 \rightarrow \text{Ok!}$$

c. Cek syarat tulangan perlu

Batas tulangan maksimum dan minimum adalah sebagai berikut:

$$\text{Luas tulangan perlu (As)} = 218.42 \text{ mm}^2$$

Cek tulangan maksimum

$$\rho_{\max} = 0.025$$

$$As_{\max} = 0.025 \times 250 \times 360 = 2250 \text{ mm}^2 > 218.42 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Ok!}$$

Cek tulangan minimum

$$As_{\min 1} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b \times d = \frac{0.25 \times \sqrt{25}}{390} \times 250 \times 360$$

$$= 288.46 \text{ mm}^2 > 218.42 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{tidak terpenuhi}$$

$$As_{\min 2} = \frac{1.4 \times b \times d}{f_y} = \frac{1.4 \times 250 \times 360}{390}$$

$$= 323.08 \text{ mm}^2 > 218.42 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{tidak terpenuhi}$$

Maka nilai As yang digunakan 323.08 mm²

Digunakan tulangan diameter 16 mm, As= 201.14 mm²

Sehingga dibutuhkan 1.6, dipasang 3 buah, As aktual= 603.43 mm²

d. Cek kapasitas penampang aktual

Untuk penampang dengan momen positif (tulangan lentur di bagian atas), maka penampang aktual harus dicek sebagai Balok T.

$$b_w = 250 \text{ mm}$$

$$H = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pelat (H}_f\text{)} = 120 \text{ mm}$$

$$H_b = 400 - 120 = 280 \text{ mm}$$

$$b_w + 2H_b = 250 + 2 \times 280 = 810 \text{ mm}$$

$$b_w + 8H_f = 250 + 8 \times 120 = 1210 \text{ mm}$$

$$\text{Digunakan } B_{\text{eff}} = 810 \text{ mm}$$

Tinggi blok tegangan beton ekuivalen aktual

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{603.42 \times 390}{0.85 \times 25 \times 250} = 44.30 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{44.30}{0.871} = 50.83 \text{ mm} < H_f = 120 \text{ mm}$$

Maka digunakan balok T palsu, sehingga

$$\frac{c}{d} = \frac{50.83}{360} = 0.141 < 0.375 \rightarrow \text{OK! (Penampang terkendali tarik)}$$

Cek kapasitas penampang aktual

$$\phi Mn = \phi \times A_s \times f_y \times (d - 0.5a)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 603.428 \times 390 \times (360 - 0.4 \times 44.3)$$

$$= 71557020.05 \text{ N.m} = 71.56 \text{ kN.m}$$

Cek kapasitas momen penampang

$$Mu \leq \phi Mn$$

$$26.985 \text{ kN.m} \leq 71.56 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Ok!}$$

Tabel 4.9 Rekapitulasi Penulangan Longitudinal Balok B1

Lokasi		Mu kN.m	AS Perlu mm ²	Tulangan dipasang	AS Pasang mm ²	ØMn kN.m
Tumpuan	(-)	58.915	490.8	3 - D 16	603.4	71.558
	(+)	31.583	256.7	2 - D 16	402.3	48.729
Lapangan	(-)	25.916	209.6	2 - D 16	402.3	48.748
	(+)	26.985	218.4	3 - D 16	603.4	71.558

Analisa tulangan rangkap

Daerah Lapangan

- Asumsi tulangan Tarik dan tulangan tekan sudah leleh, $f_s = f'_s = f_y$

$$a = \frac{(A_s - A_s') \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{(603.42 - 402.28) \times 390}{0.85 \times 25 \times 250} = 14.8 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{14.8}{0.871} = 16.9 \text{ mm} < d' = 40 \text{ mm}$$

Karena nilai $c < d'$, maka balok sudah cukup dianalisa dengan tulangan tunggal saja.

4.5.1.2 Penulangan transversal geser

Data – data desain :

Mutu beton (f'_c) = 25 MPa

Mutu tulangan ulir (f_y) = 390 MPa

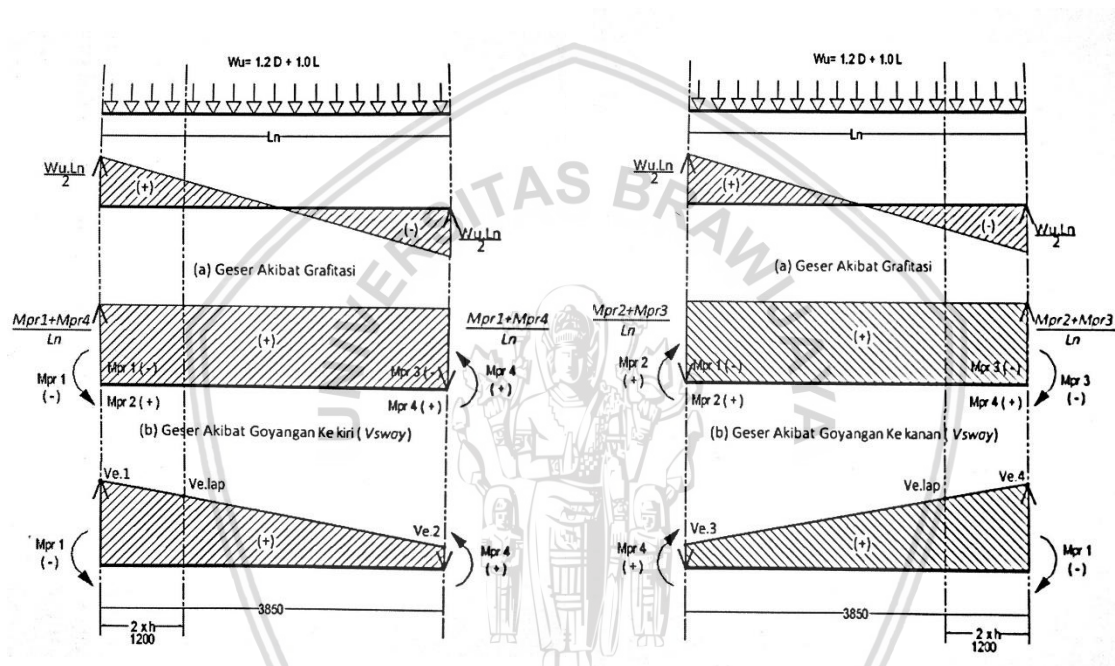
Mutu tulangan polos (f_y) = 240 MPa

Lebar balok (b) = 250 mm

Tinggi balok (h)	= 400 mm
Selimut beton (d')	= 40 mm
Tinggi efektif (d)	= 400 – 40 = 360 mm
Bentang bersih (Ln)	= 4100 mm

Menghitung gaya geser desain

Dalam SNI-2847-2013, gaya geser desain dihitung menggunakan momen ujung balok atau *probable moment capacities* (*Mpr*). Akibat goyangan gempa, maka momen ujung kanan akan bekerja bersamaan dengan momen ujung kiri dan sebaliknya. (Tavio & Usman Wijaya, 2018)



Gambar 4.13 Mekanisme Geser Pada Balok Akibat Goyangan
Sumber : Tavio & Usman W. (2018)

Tulangan terpasang (kanan dan kiri sama)

$$\text{Tumpuan negatif (-)} = 603.43 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tumpuan positif (+)} = 402.29 \text{ mm}^2$$

Gaya geser terfaktor akibat kombinasi beban gempa dari ETABS

$$V_{\text{ultimate}} = 66764.70 \text{ N}$$

Gaya geser terfaktor akibat beban gravitasi (1.2D + 1.0L) dari ETABS

$$V_{\text{gravitasi kiri}} = 66128.10 \text{ N}$$

$$V_{\text{gravitasi kanan}} = 66764.70 \text{ N}$$

Perhitungan *probable moment capacities* (*Mpr*) akibat goyangan ke **kiri**

- Momen ujung tumpuan kiri dan kanan negatif (*Mpr1* & *Mpr2*):

$$a_{pr} = \frac{A_s \times 1.25f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{603.43 \times 1.25 \times 390}{0.85 \times 25 \times 250} = 55.37 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr1\&2} &= A_s \times 1.25f_y \times (d - 0.5a) \\ &= 603.43 \times 1.25 \times 390 \times (360 - 0.5 \times 55.37) \\ &= 97757071.52 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

- Momen ujung tumpuan kiri dan kanan positif (M_{pr3} & M_{pr4}):

$$a_{pr} = \frac{A_s \times 1.25f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{402.29 \times 1.25 \times 390}{0.85 \times 25 \times 250} = 36.92 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr3\&4} &= A_s \times 1.25f_y \times (d - 0.5a) \\ &= 402.29 \times 1.25 \times 390 \times (360 - 0.5 \times 36.92) \\ &= 66981301.63 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Gaya geser akibat goyangan (ke kanan & ke kiri sama):

$$\begin{aligned} V_{sway} &= \frac{M_{pr1\&2} + M_{pr3\&4}}{l_n} = \frac{97757071.52 + 66981301.63}{4100} \\ &= 40180.091 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya geser desain akibat goyangan ke kiri adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_{e1} &= V_{sway} + V_{gravitasi \text{ kiri}} \\ &= 40180.091 + 66128.10 \\ &= 106308.191 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e2} &= V_{sway} - V_{gravitasi \text{ kanan}} \\ &= 40180.091 - 66764.70 \\ &= -26584.609 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya geser desain akibat goyangan ke kanan adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_{e3} &= V_{sway} - V_{gravitasi \text{ kiri}} \\ &= 40180.091 - 66128.10 \\ &= -25948.009 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e4} &= V_{sway} + V_{gravitasi \text{ kanan}} \\ &= 40180.091 + 66764.70 \\ &= 106944.791 \text{ N} \end{aligned}$$

Tulangan geser daerah sendi plastis

Dalam SNI-1728-2013, untuk daerah sendi plastis sepanjang 2 kali tinggi balok dari muka kolom, kontribusi beton dalam menahan gaya geser dianggap tidak ada apabila:

a. Gaya geser akibat gempa lebih dari $\frac{1}{2}$ kuat geser desain maksimum sepanjang bentang

$$V_u = 66764.7 \text{ N}$$

Akibat goyangan ke kiri

$$V_{e maks} = 106308.2 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} V_{e maks} = 53154.1 \text{ N} < 66764.7 \text{ N} \rightarrow \text{memenuhi syarat}$$

Akibat goyangan ke kanan

$$V_{e maks} = 106944.791 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} V_{e maks} = 53472.4 \text{ N} < 66764.7 \text{ N} \rightarrow \text{memenuhi syarat}$$

b. Gaya aksial tekan terfaktor tidak melebihi $A_g \cdot f'_c / 20$

$$P_u = 0 \text{ kN}$$

$$A_g \cdot f'_c / 20 = 125000$$

$$P_u < A_g \cdot f'_c / 20 \rightarrow \text{memenuhi syarat}$$

2 syarat telah terpenuhi, maka beton dianggap tidak berkontribusi dalam menahan gaya geser, ($V_c=0$).

Kebutuhan tulangan geser di daerah tumpuan ($L < 2h$)

$$V_{e tumpuan} = 106944.8 \text{ N} \rightarrow \text{dipilih nilai maksimal akibat goyangan}$$

$$V_s = \left(\frac{V_e}{\phi} \right) - V_c = \left(\frac{106944.8}{0.75} \right) - 0 = 142593 \text{ N}$$

$$V_{s maks} = 0.66 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 0.66 \times \sqrt{25} \times 250 \times 360 = 297000 \text{ N}$$

$$V_{s pakai} = 142593 \text{ N}$$

Dipakai sengkang 2 kaki, $A_v = 157 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{157.08 \times 240 \times 360}{142593.05} = 95 \text{ mm}$$

Syarat jarak tulangan transversal pada daerah sendi plastis:

- $S = d/4 = 90 \text{ mm}$
- $S = 6x d_b = 96 \text{ mm}$
- $S = 150 \text{ mm}$

Jarak sengkang dibutuhkan = 90 mm

Dipasang sengkang tumpuan = **Ø10-90**

Cek

$$\phi V_n = 0.75 \times \frac{A_v \times f_y \times d}{S} = 0.75 \times \frac{157.08 \times 240 \times 360}{90}$$

$$= 113097.6 \text{ N} > 106945 \text{ N} \rightarrow \text{Ok!}$$

Tulangan geser daerah luar sendi plastis

Untuk mengetahui gaya geser desain di daerah lapangan, maka digunakan perbandingan:

Daerah lapangan (luar sendi plastis) : $2h$ dari muka kolom = 800 mm

Akibat goyangan ke kiri

$$V_{e \text{ lapangan}} = \frac{(l_n - 2h) \times (V_{e1} - V_{e2})}{l_n} + V_{e2} = 80377.9 \text{ N}$$

Akibat goyangan ke kanan

$$V_{e \text{ lapangan}} = \frac{(l_n - 2h) \times (V_{e4} - V_{e3})}{l_n} + V_{e2} = 81014.5 \text{ N}$$

Sehingga digunakan gaya geser desain daerah luar sendi plastis yaitu, $V_e = 81014.5 \text{ N}$

Untuk daerah di luar daerah sendi plastis, beton dianggap berkontribusi dalam menahan gaya geser (V_c).

$$V_{e \text{ lapangan}} = 81014.5 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &= (0.17 \times \lambda \times \sqrt{f'c}) \times b \times d \\ &= (0.17 \times 1 \times \sqrt{25}) \times 250 \times 360 \\ &= 7650 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \left(\frac{V_e}{\phi} \right) - V_c \\ &= \left(\frac{81014.5}{0.75} \right) - 7650 = 100369.32 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ maks}} &= 0.66 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \\ &= 0.66 \times \sqrt{25} \times 250 \times 360 = 297000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_{s \text{ pakai}} = 100369.32 \text{ N}$$

Dipakai sengkang 2 kaki, $A_v = 157 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{157.08 \times 240 \times 360}{142593.05} = 135.22 \text{ mm}$$

Syarat jarak tulangan transversal pada daerah luar sendi plastis:

$$S = d/2 = 360 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang lapangan: **Ø10-120**

Cek

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0.75 \times \frac{A_v \times f_y \times d}{S} = 0.75 \times \frac{157.08 \times 240 \times 360}{120} \\ &= 84823.2 \text{ N} > 81014.5 \text{ N} \rightarrow \text{Ok!} \end{aligned}$$

4.5.1.3 Penulangan torsi

Pengaruh torsi dalam SNI-2847-2013 adalah sebagai berikut:

- Pengaruh torsi pada balok beton bertulang (non prategang) boleh diabaikan bila momen torsi terfaktor T_u kurang dari persamaan berikut:

$$T_u < \phi \times 0.083 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times \left(\frac{A_{cp}}{P_{cp}} \right)$$

Dimana:

λ = faktor modifikasi yang merefleksikan properti mekanis untuk beton biasa

$$\lambda = 1.0$$

A_{cp} = luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton

P_{cp} = keliling luar penampang beton

Untuk komponen struktur yang dicor secara monolit dengan pelat, maka juga harus memperhitungkan lebar efektif sayap pada pelat untuk menghitung A_{cp} dan P_{cp}

- Menghitung luas penampang dan keliling balok T

$$B_w = 250 \text{ mm}$$

$$H = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pelat } (H_f) = 120 \text{ mm}$$

$$H_b = 280 \text{ mm}$$

$$B_w + 2H_b = 250 + 2 \times 280 = 810 \text{ mm}$$

$$B_w + 8H_f = 250 + 8 \times 120 = 1210 \text{ mm}$$

$$\text{Digunakan } B_{eff} = 810 \text{ mm}$$

$$T_u = 13.1518 \text{ kN.m}$$

$$A_{cp} = B_w \times H_b + B_{eff} \times H_f = 250 \times 280 + 810 \times 120 = 167200 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2H_b + 2B_{eff} + 2H_f = 2 \times 280 + 2 \times 810 + 2 \times 120 = 2420 \text{ mm}$$

$$13.1518 < 0.75 \times 0.083 \times 1.0 \times \sqrt{25} \times \left(\frac{167200}{2420} \right)$$

$$13.1518 < 21.505 \rightarrow \text{maka pengaruh torsi dapat diabaikan, cukup dipasang 2-D13}$$

4.5.1.4 Rekapitulasi Penulangan Balok

Selanjutnya perhitungan penulangan balok B1 sampai B6 dapat dilihat pada lampiran, dan rekapitulasi penulangan ditabelkan dalam tabel berikut.

Tabel 4.10 Rekapitulasi Penulangan Balok

Balok	Tinggi mm	Daerah Tump./Lap.		Tul. Longitudinal			Daerah Sendi Plastis	Tul. Transversal	
		Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Torsi		Dalam SP	Luar SP
B1 25x40	4500	1125	900	ats 3-D16 bwh 2-D16	2-D16 3-D16	2-D13	800	Ø10-90	Ø10-120
B2 30x60	6000	1500	1200	ats 3-D16 bwh 3-D16	3-D16 3-D16	2-D13	1200	Ø10-90	Ø10-120
B3 30x50	3000	750	600	ats 3-D16 bwh 3-D16	3-D16 3-D16	2-D13	1000	Ø10-90	Ø10-90
B4 30x50	4500	1125	900	ats 3-D16 bwh 3-D16	3-D16 3-D16	2-D13	1000	Ø10-90	Ø10-120
B5 40x60	6000	1500	1200	ats 4-D16 bwh 4-D16	4-D16 4-D16	2-D16	1200	Ø10-90	Ø10-100
B6 25x40	4500	1125	900	ats 2-D16 bwh 4-D16	2-D16 4-D16	2-D13	800	Ø10-90	Ø10-150

Catatan : semua satuan panjang dalam mm

4.5.2 Pendetailan kolom

Desain kolom harus didasari dengan prinsip *Beam Sway Mechanism* atau bisa disebut juga *Strong Column Weak Beam*, dimana kolom harus lebih kuat dibanding balok. Pada bab ini, akan diambil Kolom K1 sebagai contoh pendetailan struktur berdasarkan *SNI 2847-2013*.

Pada pendetailan elemen K1, digunakan gaya-gaya dalam Kolom dengan koordinat B3 lantai dasar (dominan aksial) D3 lantai dasar (dominan lentur) karena dianggap dapat mewakili gaya dalam paling ekstrim dari semua kolom dengan dimensi yang sama (K1 = 25x40 cm). Selanjutnya semua balok K1 dengan dimensi yang sama dan bentang yang berbeda akan diberikan detail penulangan yang sama.

4.5.2.1 Penulangan longitudinal

Data

Kuat tekan beton (f'_c)	= 25 MPa
Mutu tulangan ulir (f_y)	= 390 MPa
Bentang (l_n)	= 6000 mm
Lebar (b_x)/(h_y)	= 400 mm
Tinggi (b_y)/(h_x)	= 600 mm
Tebal selimut (d')	= 50 mm
Tinggi efektif arah x (d)	= 550 mm
Tinggi efektif arah y (d)	= 350 mm
Diameter tul. Utama (d_b)	= 19 mm
Diameter sengkang (ϕ_b)	= 13 mm
Jumlah lapis	= 4

Berikut merupakan tabel gaya-gaya dalam hasil kombinasi beban yang meliputi gaya aksial (P_u), dan momen (M_u) dari kolom di koordinat B3 dan D3 lantai dasar.

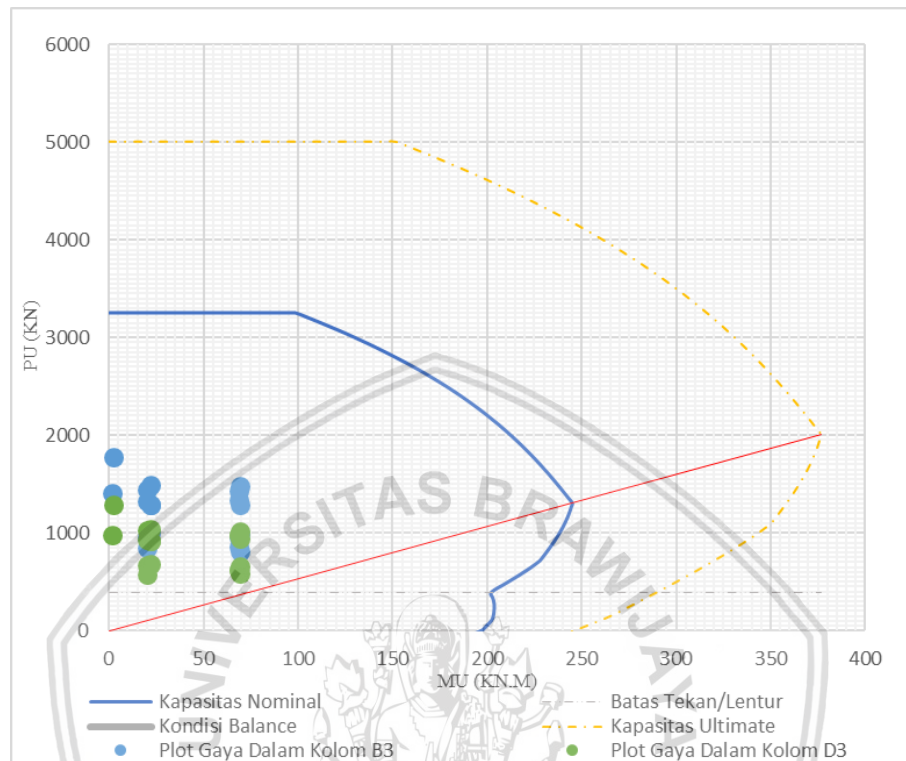
Tabel 4.11 Hasil Kombinasi Beban Kolom Koordinat B3 Lantai Dasar

No	Kombinasi Pembebanan	P_u kN	M arah x kN.m	M arah y kN.m
1	1,4D	1420.897	1.037	28.699
2	1,2D + 1,6L	1792.625	1.439	35.246
3	1,2D + 0,5L + 1,0EQX + 0,3EQY	1445.026	68.136	41.453
4	1,2D + 0,5L + 1,0EQX - 0,3EQY	1492.088	68.718	23.103
5	1,2D + 0,5L - 1,0EQX + 0,3EQY	1302.932	68.661	49.263
6	1,2D + 0,5L - 1,0EQX - 0,3EQY	1349.993	68.079	14.400
7	1,2D + 0,5L + 1,0EQY + 0,3EQX	1340.388	19.578	87.219
8	1,2D + 0,5L + 1,0EQY - 0,3EQX	1297.759	21.462	90.237
9	1,2D + 0,5L - 1,0EQY + 0,3EQX	1297.759	21.462	90.237
10	1,2D + 0,5L - 1,0EQY - 0,3EQX	1497.260	21.518	77.091
11	0,9D + 1,0 EQX + 0,3 EQY	1454.632	19.521	74.073
12	0,9D + 1,0 EQX - 0,3 EQY	960.950	68.085	31.976
13	0,9D - 1,0 EQX + 0,3 EQY	818.856	68.712	39.786
14	0,9D - 1,0 EQX - 0,3 EQY	1008.012	68.667	24.889
15	0,9D + 1,0 EQY + 0,3 EQX	865.917	68.130	14.829
16	0,9D + 1,0 EQY - 0,3 EQX	856.312	19.527	85.433
17	0,9D - 1,0 EQY + 0,3 EQX	1013.184	21.467	78.877
18	0,9D - 1,0 EQY - 0,3 EQX	970.556	19.572	75.859

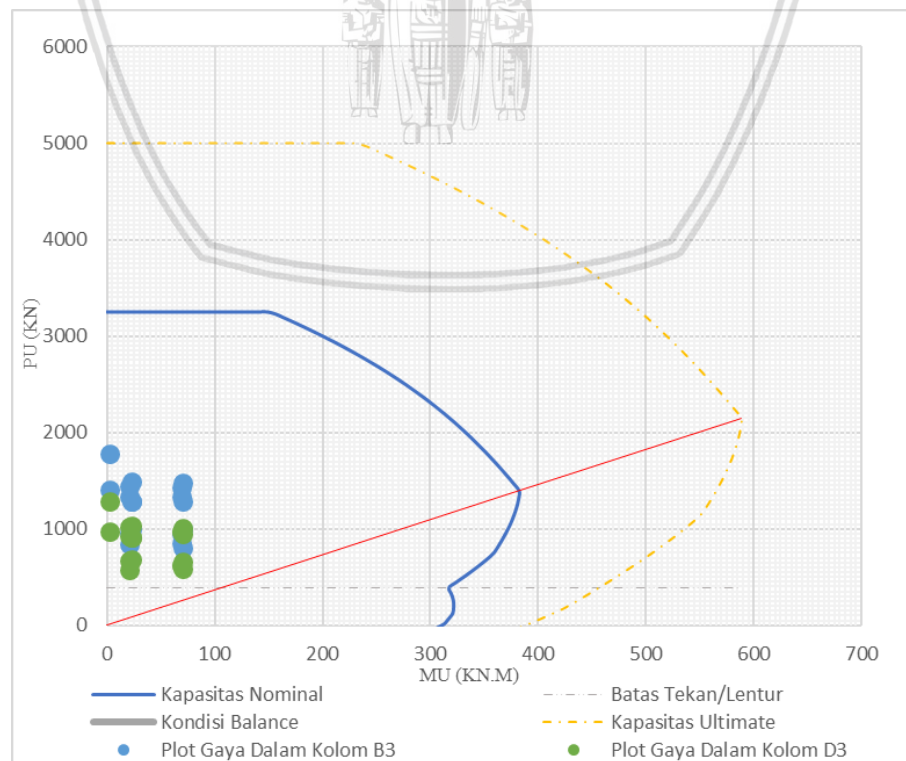
Tabel 4.12 Hasil Kombinasi Beban Kolom Koordinat D3 Lantai Dasar

No	Kombinasi Pembebanan	P_u kN	M arah x kN.m	M arah y kN.m
1	1,4D	988.105	1.037	10.324
2	1,2D + 1,6L	1298.031	1.439	13.086
3	1,2D + 0,5L + 1,0EQX + 0,3EQY	988.207	68.136	28.092
4	1,2D + 0,5L + 1,0EQX - 0,3EQY	1021.195	68.718	11.336
5	1,2D + 0,5L - 1,0EQX + 0,3EQY	954.627	68.661	27.135
6	1,2D + 0,5L - 1,0EQX - 0,3EQY	987.615	68.079	11.415
7	1,2D + 0,5L + 1,0EQY + 0,3EQX	937.967	19.578	68.452
8	1,2D + 0,5L + 1,0EQY - 0,3EQX	927.893	21.462	68.165
9	1,2D + 0,5L - 1,0EQY + 0,3EQX	927.893	21.462	68.165
10	1,2D + 0,5L - 1,0EQY - 0,3EQX	1047.929	21.518	47.820
11	0,9D + 1,0 EQX + 0,3 EQY	1037.855	19.521	48.107
12	0,9D + 1,0 EQX - 0,3 EQY	635.506	68.085	24.556
13	0,9D - 1,0 EQX + 0,3 EQY	601.926	68.712	23.599
14	0,9D - 1,0 EQX - 0,3 EQY	668.495	68.667	10.326
15	0,9D + 1,0 EQY + 0,3 EQX	634.915	68.130	11.283
16	0,9D + 1,0 EQY - 0,3 EQX	585.267	19.527	64.916
17	0,9D - 1,0 EQY + 0,3 EQX	695.228	21.467	51.356
18	0,9D - 1,0 EQY - 0,3 EQX	685.154	19.572	51.643

Dari data-data diatas, kemudian dibuat diagram interaksi arah x dan arah y dari kolom tersebut dengan menggunakan rumus dan persamaan yang sebelumnya telah dibuat. Lalu gaya-gaya dalam hasil analisis struktur dengan ETABS diplot pada diagram tersebut.



Gambar 4.14 Diagram Interaksi dan Plot Gaya-gaya Dalam Kolom K1 Arah X



Gambar 4.15 Diagram Interaksi dan Plot Gaya-gaya Dalam Kolom K1 Arah Y

Kontrol rasio dan spasi tulangan

Menurut SNI-2847-2013, rasio penulangan longitudinal untuk bangunan gedung tahan gempa harus berada diantara $0,01.A_g$ dan $0,06.A_g$.

Rasio tulangan digunakan = 1.654% → Ok!

Spasi bersih minimum antar batang tulangan yang sejajar dalam satu lapis menurut SNI-2847-2013, harus berada antara d_b dan 25 mm.

$$S = \frac{b - 2 \times d' - 2 \times \emptyset_b - n \times d_b}{n - 1}$$

Dimana:

n = jumlah tulangan terbanyak dalam satu lapis

$$S_{x-x} = \frac{400 - 2 \times 50 - 2 \times 13 - 5 \times 19}{5 - 1} = 44.75 \text{ mm} \rightarrow \text{Ok!}$$

$$S_{y-y} = \frac{600 - 2 \times 50 - 2 \times 13 - 4 \times 19}{4 - 1} = 94.75 \text{ mm} \rightarrow \text{Ok!}$$

4.5.2.2 Penulangan transversal

Perhitungan kebutuhan tulangan transversal (senggang) kolom akan dihitung berdasarkan kebutuhan senggang sebagai *confinement* (pengekang) dan sebagai penahan gaya geser.

Daerah Sendi Plastis

Menurut SNI-2847-2013, daerah pemasangan senggang atau l_o dipasang dengan mengambil nilai terbesar dari 3 syarat berikut:

- 1) Tinggi komponen struktur di joint, $h = 600 \text{ mm}$
- 2) Seperenam bentang kolom, $l_n = 1000 \text{ mm}$
- 3) 450 mm

Maka jarak l_o = yang digunakan adalah 1000 mm

Spasi maksimum senggang daerah sendi plastis

Berdasarkan SNI-2847-2013, nilai spasi maksimum atau S_{maks} diambil dari nilai terkecil dari 3 persyaratan berikut:

- 1) Seperempat dari dimensi terkecil kolom = 100 mm
- 2) Enam kali diameter tulangan utama = 114 mm
- 3) S_0 , dimana $100 \text{ mm} < S_0 < 150 \text{ mm}$

$$S_0 = 100 + \frac{350 - 0.5 \times h_x}{3} = 100 + \frac{350 - 0.5 \times (600 - 2 \times 50)}{3} = 116.67 \text{ mm}$$

Maka digunakan $S_{maks} = 100 \text{ mm}$

Tulangan Pengekang (*Confinement*)

Sepanjang daerah l_0 , luas penampang terkekang tidak boleh kurang dari salah satu nilai terkecil dari 2 persamaan berikut (SNI-2847-2013):

$$A_{sh1} = 0.3 \left(\frac{b_c \times f'_c}{f_y} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh2} = 0.09 \times \frac{S \times b_c \times f'_c}{f_y}$$

Dimana:

b_c = Lebar penampang terkekang

A_{ch} = Luas penampang terkekang

b_{cx} = $400 - 2 \times 50 = 300$ mm

b_{cy} = $600 - 2 \times 50 = 500$ mm

A_{ch} = 150000 mm²

- Arah x-x

$$A_{sh1} = 0.3 \left(\frac{300 \times 25}{390} \right) \times \left(\frac{240000}{150000} - 1 \right) = 3.46 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh2} = 0.09 \times \frac{100 \times 300 \times 25}{390} = 173.08 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pengekan dibutuhkan $A_{sh} = 173.08 \text{ mm}^2$

- Arah y-y

$$A_{sh1} = 0.3 \left(\frac{500 \times 25}{390} \right) \times \left(\frac{240000}{150000} - 1 \right) = 5.77 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh2} = 0.09 \times \frac{100 \times 500 \times 25}{390} = 288.46 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan pengekan dibutuhkan $A_{sh} = 288.5 \text{ mm}^2$

Tulangan Penahan Gaya Geser

Berdasarkan SNI-2847-2013, tulangan transversal penahan gaya geser didesain dengan gaya geser desain V_e dan nilai V_e tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor hasil analisis struktur.

$$M_{pr} \text{ arah x-x} = 589.00 \text{ kN.m} = 589004244.3 \text{ N.mm}$$

$$M_{pr} \text{ arah y-y} = 376.65 \text{ kN.m} = 376651518 \text{ N.mm}$$

$$\text{Gaya Aksial Ultimit } (N_u) = 1792.63 \text{ kN} = 1792625 \text{ N}$$

Nilai M_{pr} atas dan bawah dianggap sama, sehingga V_e :

$$V_e = \frac{M_{pr \text{ atas}} + M_{pr \text{ bawah}}}{l_n}$$

$$V_{ex} = \frac{2 \times 589004244.3}{6000} = 196334.75 \text{ N}$$

$$V_{ey} = \frac{2 \times 376651518}{6000} = 125550.5 \text{ N}$$

Nilai V_c boleh dianggap 0 apabila syarat-syarat berikut terpenuhi:

a. 50% $V_e > V_u$

- Arah x-x

$$50\% \times 112964.88 \text{ N} > 39203.00 \text{ N} \rightarrow \text{Ok!}$$

- Arah y-y

$$50\% \times 63760.83715 \text{ N} > 46053.10 \text{ N} \rightarrow \text{Ok!}$$

b. $P_u < \frac{Ag \times f'_c}{10}$

$$585.27 \text{ kN} < \frac{240000 \times 25}{10} = 600 \rightarrow \text{Ok!}$$

Maka diambil nilai $V_c = 0 \text{ kN}$

- Arah x-x

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{196334.75}{0.75} - 0 = 261779.7 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ maks}} = 0.66 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 0.66 \times \sqrt{25} \times 400 \times 550 = 726000 \text{ N}$$

$$V_s \text{ dibutuhkan} = 261779.66 \text{ N}$$

Cek nilai V_s kebutuhan pengekangan, $A_{sh} = 173.1 \text{ mm}^2$

Dipakai sengkang: D13-100, 2 kaki, $A_v = 265.46 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Ok!}$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{S} = \frac{265.46 \times 390 \times 550}{100} = 569421.52 \text{ N} > 261779.66 \text{ N}$$

Cek:

$$\phi(V_c + V_s) > V_e$$

$$0.75 \times (0 + 569421.52) = 427066 \text{ N} > 196334.7 \text{ N} \rightarrow \text{Ok!}$$

- Arah y-y

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{125550.5}{0.75} - 0 = 167400.7 \text{ N}$$

Cek nilai V_s kebutuhan pengekangan, $A_{sh} = 288.5 \text{ mm}^2$

Dipakai sengkang: D13-100, 3 kaki, $A_v = 398.20 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Ok!}$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{S} = \frac{398.2 \times 390 \times 350}{100} = 543538.73 \text{ N}$$

Cek:

$$\phi(V_c + V_s) > V_e$$

$$0.75 \times (0 + 569421.52) = 407654.0 \text{ N} > 125550.5 \text{ N} \rightarrow \text{Ok!}$$

Daerah Luar Sendi Plastis

Menurut SNI-2847-2013, daerah luar sendi plastis dipasang sengkang dengan spasi minimumnya adalah nilai terkecil antara 2 persyaratan berikut:

- 1) Enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil = $6d_b = 6 \times 19 \text{ mm} = 114 \text{ mm}$
- 2) 150 mm

Maka digunakan sengkang yang sama dengan yang dipasang di daerah sendi plastis, D13-120.

4.5.2.3 Cek syarat *Strong Column-Weak Beam (SCWB)*

Menurut SNI-2847-2013, kekuatan kolom harus memenuhi persamaan berikut:

$$\sum M_{nc} > 1.2 \sum M_{nb}$$

Dimana:

$\sum M_{nc}$ = Jumlah kekuatan lentur nominal kolom yang dievaluasi di muka *joint*.

$\sum M_{nb}$ = Jumlah kekuatan lentur nominal balok yang dievaluasi di muka *joint*.

Kekuatan nominal adalah kekuatan elemen sebelum dikalikan faktor reduksi (M_n dan P_n). Pada evaluasi ini akan diambil *joint* interior pada koordinat D2 lantai mezzanine.

Menentukan nilai M_{nc}

Nilai M_{nc} akan diambil di 2 lokasi yaitu di pangkal kolom bagian atas joint dan di ujung kolom bagian bawah bawah joint. M_{nc} yang digunakan adalah momen terendah hasil dari beban aksial terfaktor pada diagram interaksi.

Tabel 4.13 Gaya Aksial Hasil Kombinasi Beban

Kombinasi Beban	Pu atas kN	Pu bawah kN	Kombinasi Beban	Pu atas kN	Pu bawah kN
komb. 1	937.387	1008.760	komb. 11	604.004	652.980
komb. 2	1278.277	1374.273	komb. 12	638.136	681.360
komb. 3	953.249	1028.400	komb. 13	567.076	615.617
komb. 4	916.320	991.036	komb. 14	601.208	643.997
komb. 5	987.380	1056.780	komb. 15	659.033	706.504
komb. 6	950.452	1019.416	komb. 16	669.273	715.018
komb. 7	1008.278	1081.924	komb. 17	535.939	581.959
komb. 8	1018.517	1090.438	komb. 18	546.179	590.473
komb. 9	885.184	957.378	MIN	535.939	581.959
komb. 10	895.423	965.893			

Tabel 4.14 Rekap Perhitungan Mnc

Arah	h mm	Mnc atas kN.m	Mnc bwh kN.m	ΣMnc kN.m
Arah x-x	600	463	474	937
Arah y-y	400	686	698	1384

Menentukan nilai M_{nb}

Nilai M_{nb} dihitung pada joint C4 arah x dan y. Perhitungan kapasitas pada momen harus memperhitungkan pelat lantai yang dicor secara monolit dengan balok, sehingga As merupakan gabungan antara tulangan pelat lantai dan tulangan balok.

Arah x-x

Karena pada kolom C4 arah x-x di bagian kiri adalah balok B1 (beton bertulang) dan di bagian kanan adalah balok WF.200.100 (baja) dengan asumsi sambungan balok-kolom yaitu berupa sendi (tidak ada transfer momen), maka hanya akan dihitung kapasitas nominal balok B1.

 M_{nb} B1

$$\begin{aligned}
 B_w &= 250 \text{ mm} \\
 H &= 400 \text{ mm} \\
 \text{Tebal pelat } (H_f) &= 120 \text{ mm} \\
 H_b &= 280 \text{ mm} \\
 B_w + 2H_b &= 810 \text{ mm} \\
 B_w + 8H_f &= 1210 \text{ mm} \\
 B_{eff} &= 810 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Momen Tumpuan Negatif, M_{nb} (-)

$$\begin{aligned}
 \text{As tumpuan } (-) &= 3D-16 = 603.4 \text{ mm}^2 \\
 \text{As pelat} &= \text{Ø}10-200 = 636.2 \text{ mm}^2 \\
 \text{As total} &= 1239.6 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- titik berat tulangan tarik

$$A_s \times y'_{balok} = 24136 \text{ mm}^3$$

$$A_s \times y'_{pelat} = 381790.4 \text{ mm}^3$$

$$y = \frac{\sum A_s \times y'}{y} = 50.2644 \text{ mm dari serat atas}$$

$$d = 349.7 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{603.4 \times 390 + 636.2 \times 240}{0.85 \times 25 \times 250} = 73.04 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nb} &= A_s \times f_y \times (d - 0.5a) \\
 &= (603.4 \times 390 + 636.2 \times 240)(349.7 - 0.5 \times 73.04) \\
 &= 1.22 \times 10^8 \text{ N.mm} = 121.53 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Momen tumpuan positif, $M_{nb}(+)$

$$\begin{aligned}
 \text{As tumpuan (+)} &= 2\text{D-16} = 402.3 \text{ mm}^2 \\
 d &= 360 \text{ mm} \\
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{402.3 \times 390}{0.85 \times 25 \times 250} = 29.53 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nb} &= A_s \times f_y \times (d - 0.5a) \\
 &= (402.3 \times 390)(360 - 0.5 \times 29.53) \\
 &= 5.42 \times 10^7 \text{ N.mm} = 54.17 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Arah y-y

Karena pada kolom C4 arah y-y di bagian kiri adalah balok B2 dan di bagian kanan adalah balok B3, maka kapasitas nimal masing-masing balok akan dihitung.

$M_{nb} \text{ B2}$

$$\begin{aligned}
 B_w &= 300 \text{ mm} \\
 H &= 600 \text{ mm} \\
 \text{Tebal pelat } (H_f) &= 120 \text{ mm} \\
 H_b &= 480 \text{ mm} \\
 B_w + 2H_b &= 1260 \text{ mm} \\
 B_w + 8H_f &= 1260 \text{ mm} \\
 B_{eff} &= 1260 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Momen Tumpuan Negatif, $M_{nb}(-)$

$$\begin{aligned}
 \text{As tumpuan (-)} &= 3\text{D-16} = 603.4 \text{ mm}^2 \\
 \text{As pelat} &= \text{Ø10-200} = 989.6 \text{ mm}^2 \\
 \text{As total} &= 1593.0 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- titik berat tulangan tarik

$$A_s \times y'_{balok} = 24136 \text{ mm}^3$$

$$A_s \times y'_{pelat} = 59376.1 \text{ mm}^3$$

$$y = \frac{\sum A_s \times y'}{y} = 52.4244 \text{ mm dari serat atas}$$

$$d = 347.6 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{603.4 \times 390 + 989.6 \times 240}{0.85 \times 25 \times 300} = 74.17 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nb} &= A_s \times f_y \times (d - 0.5a) \\
 &= (603.4 \times 390 + 989.6 \times 240)(347.6 - 0.5 \times 74.17) \\
 &= 1.47 \times 10^8 \text{ N.mm} = 146.81 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Momen tumpuan positif, $M_{nb}(+)$

$$\text{As tumpuan (+)} = 3\text{D-16} = 603.4 \text{ mm}^2$$

$$d = 360 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{603.4 \times 390}{0.85 \times 25 \times 300} = 36.91 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nb} &= A_s \times f_y \times (d - 0.5a) \\
 &= (603.4 \times 390)(360 - 0.5 \times 36.91) \\
 &= 8.04 \times 10^7 \text{ N.mm} = 80.37 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$M_{nb} \text{ B3}$

$$B_w = 300 \text{ mm}$$

$$H = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pelat } (H_f) = 120 \text{ mm}$$

$$H_b = 380 \text{ mm}$$

$$B_w + 2H_b = 1060 \text{ mm}$$

$$B_w + 8H_f = 1260 \text{ mm}$$

$$B_{eff} = 1060 \text{ mm}$$

Momen Tumpuan Negatif, $M_{nb}(-)$

$$\text{As tumpuan (-)} = 3\text{D-16} = 603.4 \text{ mm}^2$$

$$\text{As pelat} = \text{Ø}10\text{-}200 = 832.5 \text{ mm}^2$$

$$\text{As total} = 1435.9 \text{ mm}^2$$

- titik berat tulangan tarik

$$A_s \times y'_{balok} = 24136 \text{ mm}^3$$

$$A_s \times y'_{pelat} = 49951.3 \text{ mm}^3$$

$$y = \frac{\sum A_s \times y'}{y} = 51.5956 \text{ mm dari serat atas}$$

$$d = 348.4 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{603.4 \times 390 + 832.5 \times 240}{0.85 \times 25 \times 300} = 68.26 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nb} &= A_s \times f_y \times (d - 0.5a) \\
 &= (603.4 \times 390 + 832.5 \times 240)(348.4 - 0.5 \times 68.26) \\
 &= 1.37 \times 10^8 \text{ N.mm} = 136.75 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Momen tumpuan positif, $M_{nb}(+)$

$$A_s \text{ tumpuan (+)} = 3D-16 = 603.4 \text{ mm}^2$$

$$d = 360 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{603.4 \times 390}{0.85 \times 25 \times 300} = 36.91 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= A_s \times f_y \times (d - 0.5a) \\ &= (603.4 \times 390)(360 - 0.5 \times 36.91) \\ &= 8.04 \times 10^7 \text{ N.mm} = 80.37 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Tabel 4.15 Rekap Perhitungan Mnb

Arah	Mnb kiri kN.m	Mnb kanan kN.m	1,2 ΣMnb kN.m
Arah x-x	54.17	-	65.00
Arah y-y	80.37	80.37	192.90

Tabel 4.16 Perhitungan Strong Column Weak Beam (SCWB)

Arah	ΣMnc kN.m		1,2 ΣMnb kN.m	
Arah x-x	937.00	>	65.00	Ok!
Arah y-y	1384.00	>	192.90	Ok!

4.5.2.4 Rekapitulasi penulangan kolom

Selanjutnya perhitungan penulangan balok K1 sampai K3 dapat dilihat pada lampiran, dan rekapitulasi penulangan ditabelkan dalam tabel berikut.

Tabel 4.17 Rekap Perhitungan Penulangan Kolom

Kolom	Bentang terpanjang	Tul. Longitudinal		Daerah Sendi Plastis	Tul. Transversal		Spasi	
		As			Arah x	Arah y	S. Plastis	Luar SP
K1 40x60	6000	14-D19	1.34%	500.00	D13, 2 kaki	D13, 2 kaki	100	100
K3 40x40	4000	10-D16	1.51%	666.67	D13, 2 kaki	D13, 2 kaki	90	90
K4 30x30	4000	8-D16	1.79%	666.67	D13, 2 kaki	D13, 2 kaki	75	75

Catatan : semua satuan panjang dalam mm
satuan luas dalam mm²

4.6 Evaluasi Kinerja Struktur

Untuk mengetahui apakah perilaku dan kinerja struktur sesuai dengan apa yang telah didesain, maka diperlukan evaluasi kinerja struktur yang meliputi evaluasi tingkat kinerja, perbandingan perilaku, dan idealisasi respon struktur.

Selain melakukan evaluasi kinerja struktur hasil desain metode *direct-displacement based design (DDBD)*, perlu dilaksanakan evaluasi kinerja struktur dengan penulangan sesuai dengan gambar DED (hasil desain dengan metode *force based design*).

4.6.1 Evaluasi kinerja struktur sesuai DED

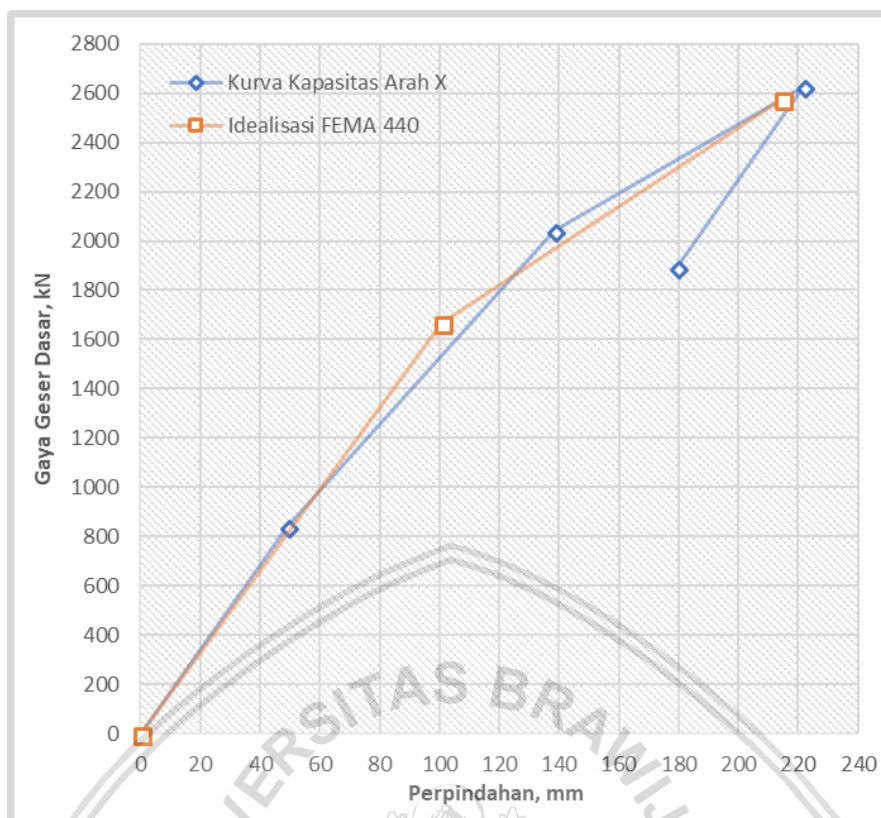
Desain struktur dari gambar DED merupakan hasil desain gempa menggunakan metode *force-based design (FBD)* sesuai dengan SNI 1726-2012. Berikut merupakan data-data yang digunakan dalam evaluasi kinerja struktur sesuai gambar DED :

- a. Kategori resiko = 4, untuk gedung sekolah dan fasilitas pendidikan
- b. Faktor keutamaan (I_e) = 1,5, berdasarkan tabel 3.3
- c. Klasifikasi situs = SD (Tanah sedang) berdasarkan perancangan
- d. Lokasi = Kota Malang
- e. Sistem Struktur : Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah
 - R = 5
 - Ω = 3
 - Cd = 4,5
- f. Detail penulangan sesuai dengan gambar DED (terlampir).

Berikut merupakan hasil evaluasi kinerja struktur sesuai gambar DED berupa kurva perbandingan antara beban dorong (*base force*) dengan perpindahan dan idealisasi yang dijalankan dengan software ETABS dengan menggunakan metode FEMA 440, dan juga tabel parameter-parameter perhitungannya.

Tabel 4.18 Parameter Perhitungan Struktur Sesuai Gambar DED arah X

Parameter Perhitungan	Nilai	Parameter Perhitungan	Nilai
Faktor Modifikasi yang ditentukan dari tabel 10-1 FEMA 440	C0	1.225	Perpindahan leleh (m)
	C1	1.000	Gaya geser saat leleh pertama (kN)
	C2	1.000	Perpindahan ultimit (m)
	C3	1.829	Gaya geser ultimit (kN)
Periode awal (det)	Ti	1.297	
Periode efektif (det)	Te	1.320	
Kekakuan awal (kN/m)	Ki	17106.1	
Kekakuan efektif (kN/m)	Ke	16523.3	
Spektrum percepatan (S_{DI}/T_e)	Sa	0.408	
Modal koefisien massa	α	0.485	
Berat total (kN)	Wt	11109.1	
	Cm		
Faktor massa efektif		1	
Rasio kuat elastik perlu terhadap kuat leleh	R	2.721	



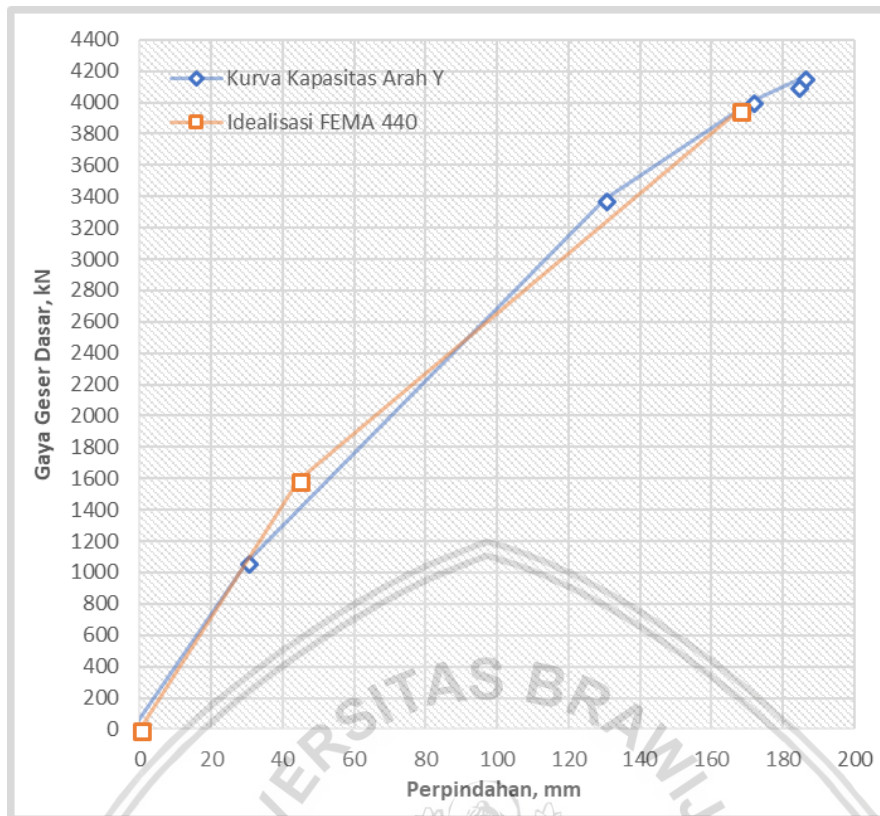
Gambar 4.16 Kurva Pushover dan Idealisasi Struktur Sesuai Gambar DED arah X

Perhitungan target perpindahan dengan metode FEMA 440 arah X :

$$\begin{aligned} \delta_t &= C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \\ &= 1,225 \times 1 \times 1 \times 1,829 \times 0,408 \times \frac{1,32^2}{4\pi^2} \times 9,81 \\ &= 0,396 \text{ m} \end{aligned}$$

Tabel 4.19 Parameter Perhitungan S struktur Sesuai Gambar DED arah Y

Parameter Perhitungan		Nilai	Parameter Perhitungan		Nilai
Faktor Modifikasi yang ditentukan dari tabel 10-1 FEMA 440	C0	1.367	Perpindahan leleh (m)	Dy	0.1008
	C1	1.078	Gaya geser saat leleh pertama (kN)	Vy	1666.1
	C2	1.000	Perpindahan ultimit (m)	Du	0.2144
	C3	4.974	Gaya geser ultimit (kN)	Vu	2575.8
Periode awal (det)	Ti	0.856			
Periode efektif (det)	Te	0.856			
Kekakuan awal (kN/m)	Ki	35599.8			
Kekakuan efektif (kN/m)	Ke	35599.8			
Spektrum percepatan (S_{DI}/T_e)	Sa	0.630			
Modal koefisien massa	α	0.540			
Berat total (kN)	Wt	11109.1			
	Cm	1.000			
Faktor massa efektif					
Rasio kuat elastik perlu terhadap kuat leleh	R	4.410			



Gambar 4.17 Kurva Pushover dan Idealisasi Struktur Sesuai Gambar DED arah Y

Perhitungan target perpindahan dengan metode FEMA 440 arah Y :

$$\begin{aligned}
 \delta_t &= C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \\
 &= 1,367 \times 1,078 \times 1 \times 4,974 \times 0,63 \times \frac{0,856^2}{4\pi^2} \times 9,81 \\
 &= 0,226 \text{ m}
 \end{aligned}$$

4.6.2 Evaluasi tingkat kinerja (*performance level*)

Untuk mengetahui perilaku struktur hasil desain terhadap gempa, maka dilakukan analisis *non-linear pushover* dengan menggunakan software ETABS. Analisis dilakukan, dengan terlebih dahulu memasukkan data penulangan yang telah dihitung pada sub-bab sebelumnya. Analisis ini bertujuan untuk mengetahui seberapa kemampuan struktur untuk berdeformasi lateral dengan kekuatan aktual hasil desain.

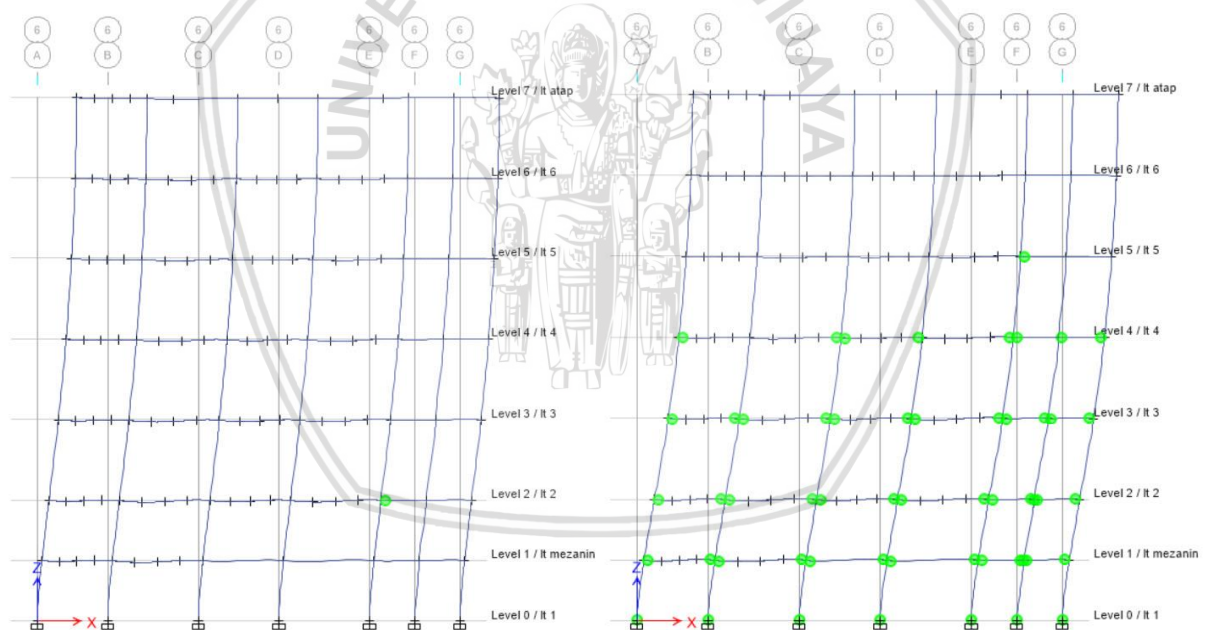
4.6.2.1 Kurva kapasitas arah X (memanjang)

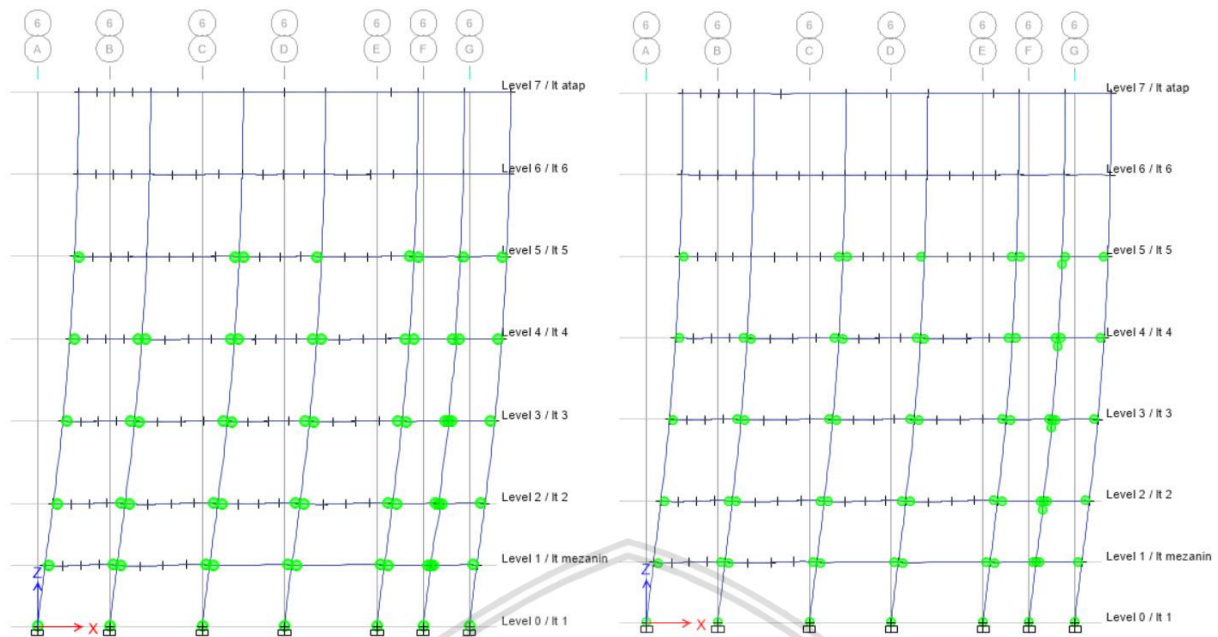
Hasil analisis *non-linear pushover* dengan software ETABS untuk arah X didapatkan 4 step pola beban dorong hingga struktur mengalami keruntuhan. Berikut merupakan tabel *output* beban dorong dengan perpindahannya.

Tabel 4.20 Output Beban Dorong dan Perpindahan *Non-Linear Pushover* Arah X

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	mm	kN										
0	-0.049	0	952	0	0	0	0	952	0	0	0	952
1	49.139	840.5667	951	1	0	0	0	952	0	0	0	952
2	138.229	2041.3267	777	175	0	0	0	952	0	0	0	952
3	221.857	2628.2889	729	222	1	0	0	902	41	6	3	952
4	179.359	1894.4161	729	222	0	1	0	902	41	6	3	952

Bisa dilihat pada tabel bahwa mayoritas elemen struktur mulai mengalami plastifikasi yaitu pada *step* 2 (ditandai dengan banyaknya elemen yang sudah memasuki fase B-C). Lalu pada step-step selanjutnya jumlah elemen yang mengalami plastifikasi juga akan meningkat seiring dengan bertambahnya beban dorong (*base force*). Dapat disimpulkan bahwa pada setiap kenaikan beban dorong yang diberikan maka kondisi plastifikasi pada elemen secara bertahap juga akan meningkat hingga mengalami keruntuhan. Pola munculnya sendi-sendi plastis pada setiap elemen bisa dilihat pada gambar berikut.

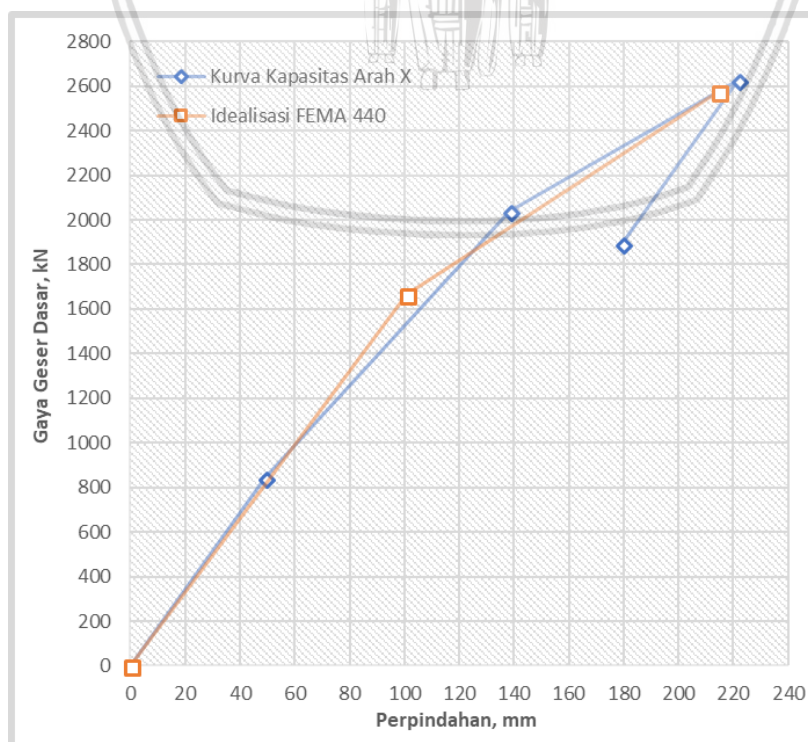
Gambar 4.18 Sendi Plastis yang terbentuk pada *Pushover Step 1 & 2* Arah X



Gambar 4.19 Sendi Plastis yang terbentuk pada *Pushover Step 3 & 4* Arah X

Pada gambar terlihat bahwa lokasi awal terjadinya sendi plastis adalah pada balok dilantai 1/3 jumlah lantai total. Selanjutnya sendi plastis akan merambat naik pada balok dilantai atasnya dan juga pada pangkal kolom.

Berikut merupakan kurva perbandingan antara beban dorong (*base force*) dengan perpindahan dan idealisasi yang dijalankan dengan software ETABS dengan menggunakan metode FEMA 440, dan juga tabel parameter-parameter perhitungannya.



Gambar 4.20 Kurva *Pushover* dan Idealisasi Arah X

Tabel 4.21 Parameter Perhitungan Arah X

Parameter Perhitungan	Nilai
	C0 1.2253
Faktor Modifikasi yang ditentukan dari tabel 10-1 FEMA 440	C1 1
	C2 1
	C3 1.8295
Periode awal (det)	Ti 1.297
Periode efektif (det)	Te 1.32
Kekakuan awal (kN/m)	Ki 17106.066
Kekakuan efektif (kN/m)	Ke 16523.26
Spektrum percepatan (S_{DI}/T_e)	Sa 0.4081
Modal koefisien massa	α 0.4849
Berat total (kN)	Wt 11109.06
Faktor massa efektif	Cm 1
Rasio kuat elastik perlu terhadap kuat leleh	R 2.7212
Perpindahan leleh (m)	Dy 0.1008
Gaya geser saat leleh pertama (kN)	Vy 1666.0931
Perpindahan ultimit (m)	Du 0.2144
Gaya geser ultimit (kN)	Vu 2575.7672

Perhitungan target perpindahan dengan metode FEMA 440 arah X :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$= 1,2253 \times 1 \times 1 \times 1,8295 \times 0,4081 \times \frac{1,32^2}{4\pi^2} \times 9,81$$

$$= 0,396 \text{ m}$$

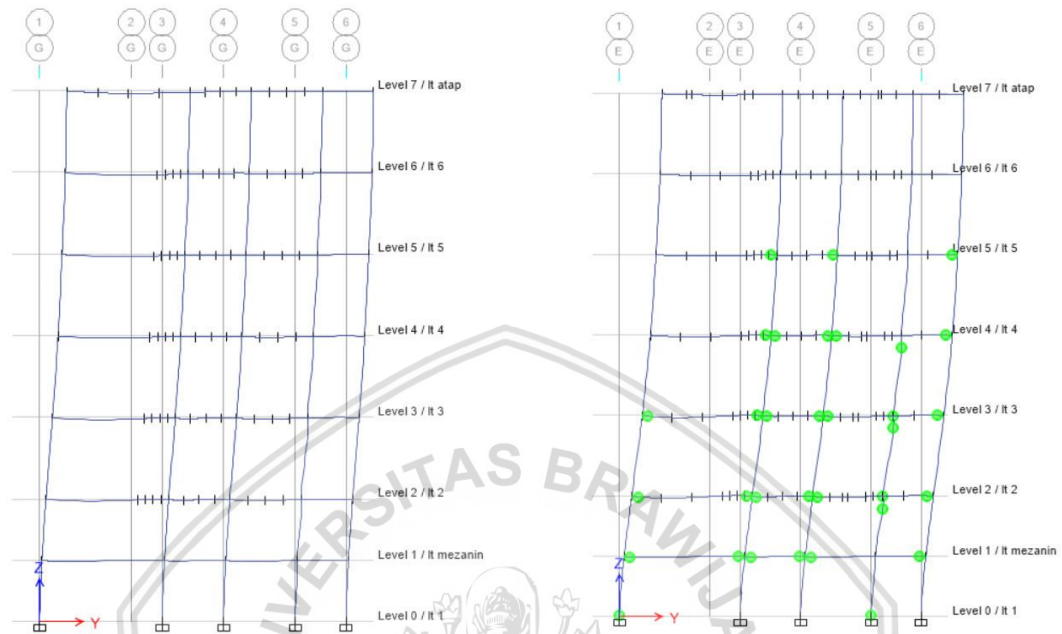
4.6.2.2 Kurva kapasitas arah Y (melintang)

Hasil analisis *non-linear pushover* dengan software ETABS untuk arah Y didapatkan 5 *step* pola beban dorong hingga struktur mengalami keruntuhan. Berikut merupakan tabel *output* beban dorong dengan perpindahannya, letak sendi plastis yang terbentuk, dan kurva *Pushover* nya.

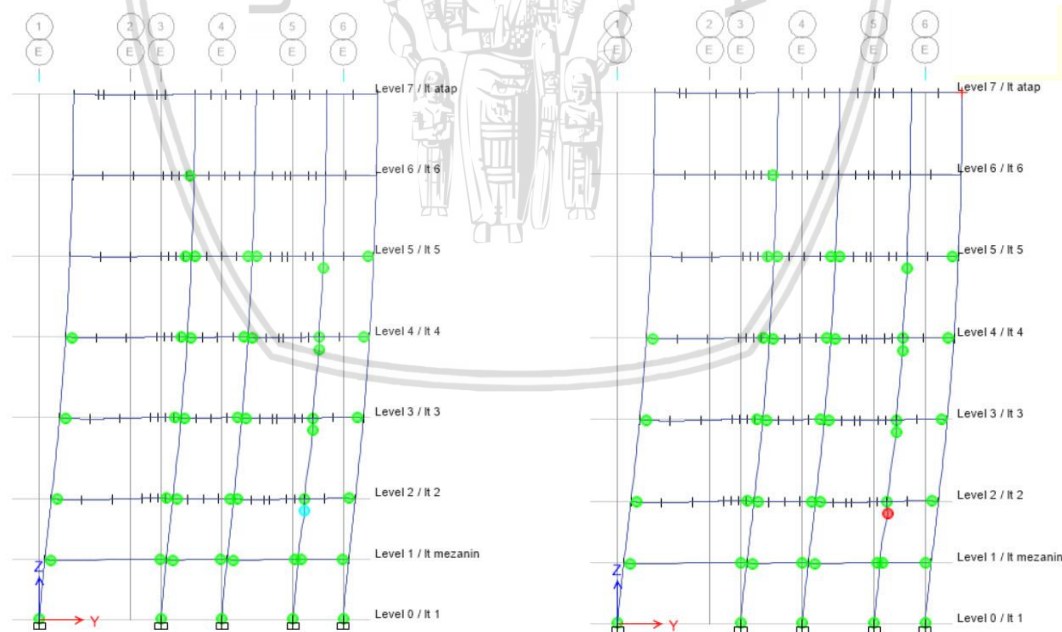
Tabel 4.22 Output Beban Dorong dan Perpindahan Non-Linear Pushover Arah Y

Step	Displacement mm	Base Force kN	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	-2.039	0	952	0	0	0	0	952	0	0	0	952
1	30.04	1069.4235	951	1	0	0	0	952	0	0	0	952
2	121.418	3195.6331	783	169	0	0	0	952	0	0	0	952
3	183.129	3876.0746	739	212	1	0	0	872	77	1	2	952
4	183.139	3855.7117	739	212	0	0	1	871	77	2	2	952
5	192.873	3964.2691	738	212	1	0	1	857	91	1	3	952

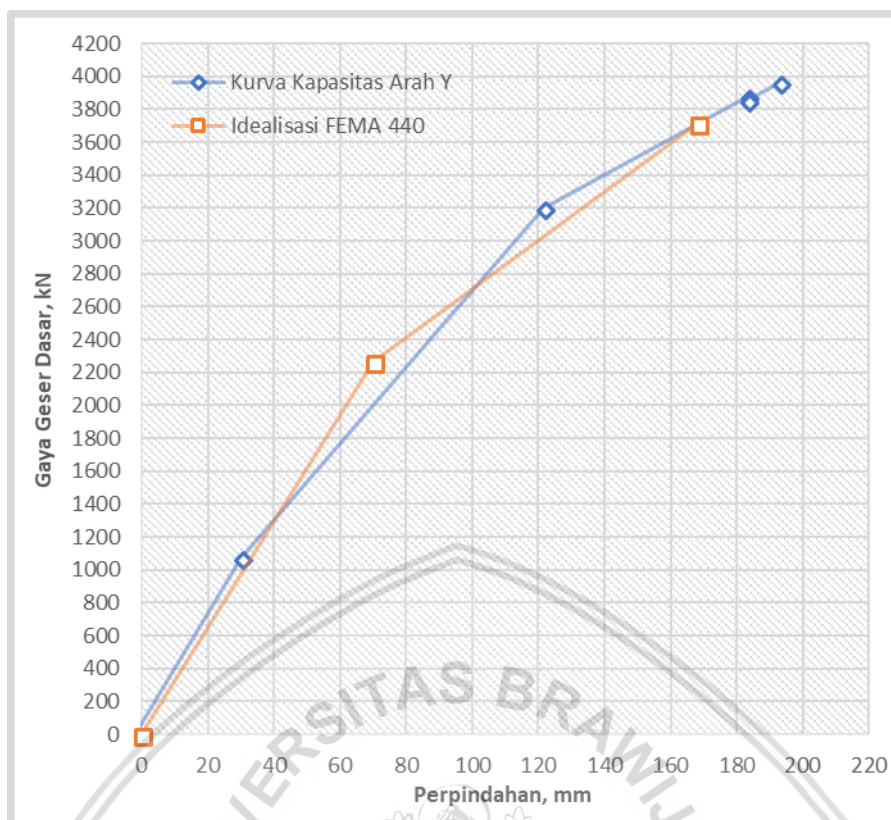
Bisa dilihat pada tabel bahwa mayoritas elemen struktur mulai mengalami plastifikasi yaitu pada *step 2* (ditandai dengan banyaknya elemen yang sudah memasuki fase B-C). Lalu pada *step-step* selanjutnya jumlah elemen yang mengalami plastifikasi juga akan meningkat seiring dengan bertambahnya beban dorong (*base force*).



Gambar 4.21 Sendi Plastis yang terbentuk pada *Pushover Step 1 & 2* Arah Y



Gambar 4.22 Sendi Plastis yang terbentuk pada *Pushover Step 3 & 5* Arah Y



Gambar 4.23 Kurva *Pushover* dan Idealisasi Arah Y

Berikut merupakan kurva perbandingan antara beban dorong (*base force*) dengan perpindahan dan idealisasi yang dijalankan dengan software ETABS dengan menggunakan metode FEMA 440, dan juga tabel parameter-parameter perhitungannya.

Tabel 4.23 Parameter Perhitungan Arah Y

Parameter Perhitungan		Nilai
	C0	1.3565
Faktor Modifikasi yang ditentukan dari tabel 10-1 FEMA 440	C1	1.0403
	C2	1.0000
	C3	2.3833
Periode awal (det)	Ti	0.8560
Periode efektif (det)	Te	0.8980
Kekakuan awal (kN/m)	Ki	35599.8
Kekakuan efektif (kN/m)	Ke	32318.6
Spektrum percepatan (S_{DI}/T_e)	Sa	0.5999
Modal koefisien massa	α	0.4571
Berat total (kN)	Wt	11109.06
Faktor massa efektif	Cm	1
Rasio kuat elastik perlu terhadap kuat leleh	R	1
Perpindahan leleh (m)	Dy	0.0700
Gaya geser saat leleh pertama (kN)	Vy	2261.0137
Perpindahan ultimit (m)	Du	0.1680
Gaya geser ultimit (kN)	Vu	3709.4113

Perhitungan target perpindahan dengan metode FEMA 440 arah Y :

$$\begin{aligned}\delta_t &= C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \\ &= 1,3565 \times 1,0403 \times 1 \times 2,3833 \times 0,5999 \times \frac{0,898^2}{4\pi^2} \times 9,81 \\ &= 0,404 \text{ m}\end{aligned}$$

4.6.2.3 Rekap Perhitungan

Dari hasil analisis *non-linear pushover* diatas, maka dapat ditabelkan nilai target perpindahan atau nilai *performance point*.

Tabel 4.24 Penentuan *Performance Level* Desain dan Hasil Analisis

Arah	Parameter	Rencana	Hasil Non-Linear Pushover FEMA 440	
		DDBD	DED	Desain DDBD
X - X	Target perpindahan, Δ_m (m)	0.306	0.396	0.396
	Drift aktual (Δ_m/T_{tot})	-	0.015	0.015
	Performance Level	Life Safety	Damage Control	Damage Control - Life Safety
Y - Y	Target perpindahan, Δ_m (m)	0.306	0.226	0.404
	Drift aktual (Δ_m/T_{tot})	-	0.009	0.016
	Performance Level	Life Safety	Immediat Occupancy	Damage Control - Life Safety

Dapat dilihat pada tabel bahwa nilai *drift* arah X dan arah Y menghasilkan nilai 0,015 dan 0,016 dimana 2 nilai tersebut berada diantara kinerja *damage control* dan *life safety*, sehingga dapat disimpulkan bahwa secara keseluruhan setelah mengalami gempa, struktur akan memiliki perilaku sesuai dengan *performance level* yang direncanakan di awal yaitu *life safety*.

4.6.3 Perbandingan *drift* dan *displacement*

Nilai *drift* dan *displacement* aktual hasil analisis *non-linear pushover* diperlukan untuk mengetahui perilaku struktur setelah dilakukan desain. Maka untuk melakukan hal tersebut, nilai *story drift* dan *displacement profile* hasil desain dengan DDBD dan hasil analisis *non-linear pushover* perlu dibandingkan (Priestley et. Al, 2007).

Menurut Priestley et. Al (2007), nilai *drift* desain hasil DDBD dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$\theta_i = \left(1,0 - 0,5 \frac{H_i}{H_n}\right) \times \theta_0$$

Dimana ::

θ_0 : *drift* desain rencana sesuai dengan target kinerja (*life safety* = 0.02)

θ_i : *drift* pada lantai ke-i

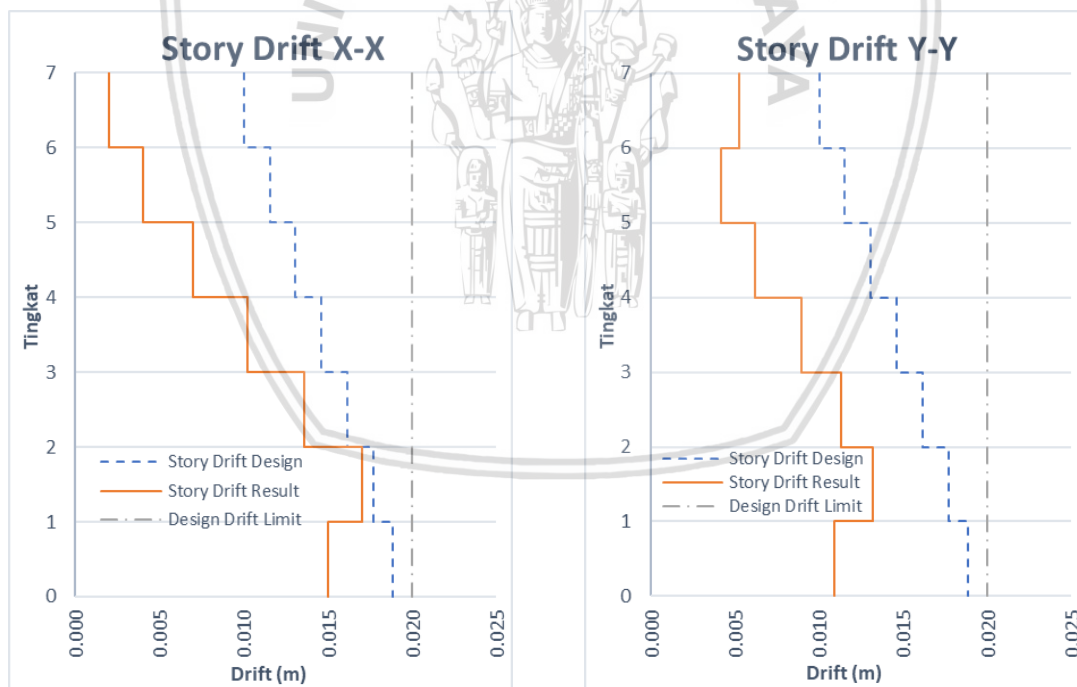
H_i : Ketinggian pada lantai ke-I (m)

H_n : Ketinggian puncak (m)

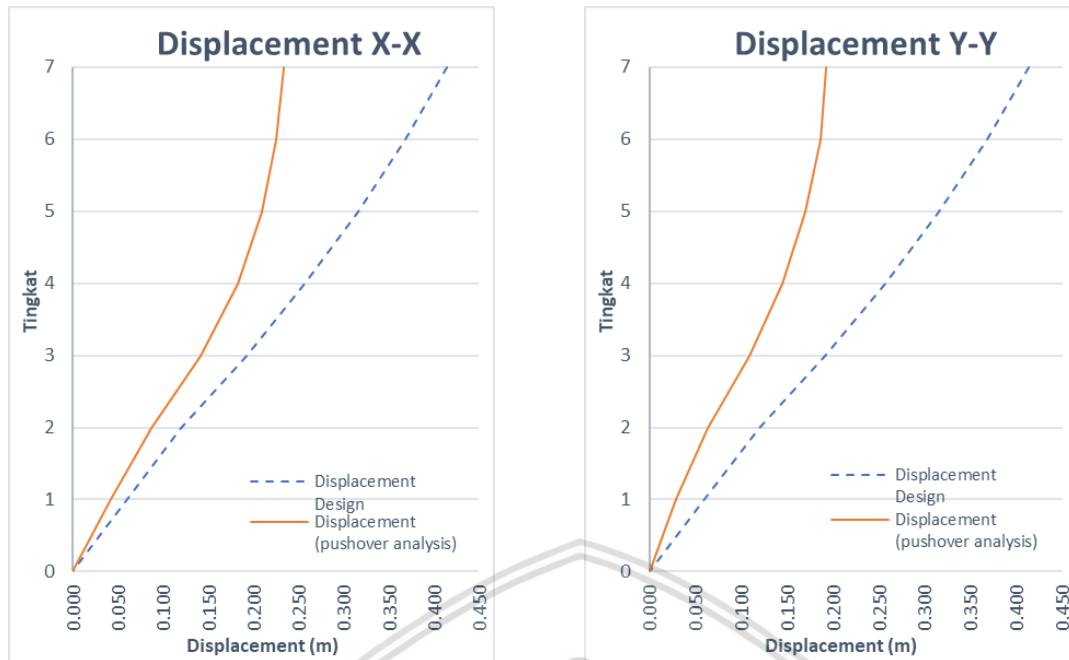
Drift dan *displacement* desain arah X dan arah Y memiliki nilai yang sama, hal ini dikarenakan pada struktur Lab. Kebencanaan Teknik Sipil FT-UB baik arah X maupun Y sama-sama menggunakan sistem struktur rangka portal beton bertulang (tidak ada dinding geser). Berikut merupakan rekap nilai *drift* dan *displacement* hasil desain maupun hasil analisis.

Tabel 4.25 Perbandingan Nilai *Drift* dan *Displacement* Arah X dan Y

Lantai	Level	Tinggi Hi (m)	Drift Limit (Life Safety)	Design (DDBD)		Result (Non-Linear Pushover)			
				Displacement	Story Drift	Displacement		Story Drift	
						Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
Atap	7	26.00	0.02	0.414	0.010	0.233	0.193	0.002	0.005
6	6	22.00	0.02	0.368	0.012	0.226	0.186	0.004	0.004
5	5	18.00	0.02	0.316	0.013	0.209	0.170	0.007	0.006
4	4	14.00	0.02	0.257	0.015	0.182	0.145	0.010	0.009
3	3	10.00	0.02	0.192	0.016	0.142	0.109	0.014	0.011
2	2	6.00	0.02	0.120	0.018	0.087	0.064	0.017	0.013
Mezanin	1	3.00	0.02	0.060	0.019	0.041	0.029	0.015	0.011
1 (dasar)	0	0.00	0.02	0.000	0.020	0.000	0.000	0.000	0.000



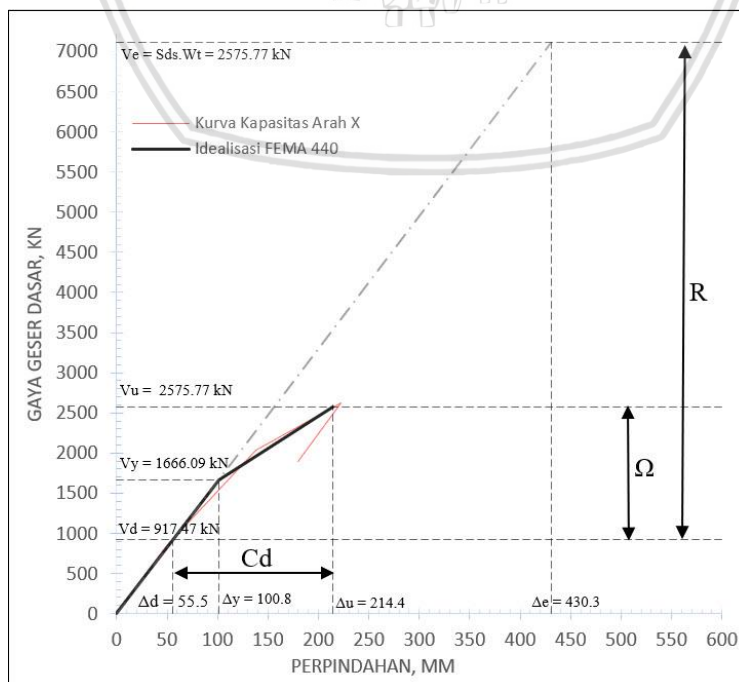
Gambar 4.24 Kurva Perbandingan *drift story* arah X (kiri) dan arah Y (kanan)



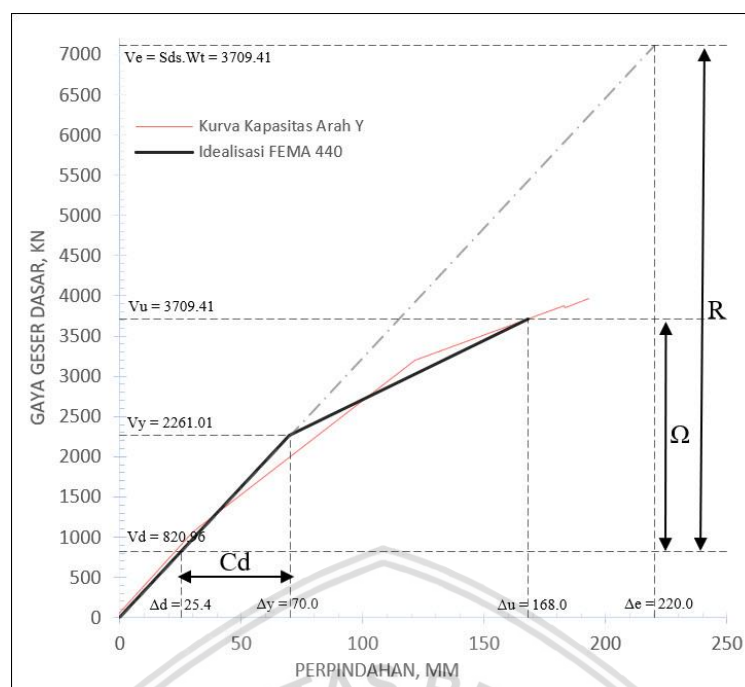
Gambar 4.24 Kurva Perbandingan *displacement* arah X (kiri) dan arah Y (kanan)

4.6.4 Idealisasi respon struktur dengan SNI 1726-2012

Idealisasi kurva kapasitas diperlukan untuk mengetahui parameter-parameter respon struktur. Idealisasi dilakukan dengan pendekatan secara gaya dengan kurva idealisasi yang didapat dari analisis *non-linear pushover* dengan software ETABS metode FEMA 440. Selanjutnya akan dilakukan perbandingan antara parameter-parameter hasil analisis dengan tabel Faktor R , Ω , dan C_d yang ada di SNI 1726-2012. Parameter respon struktur dan kurva idealisasi masing-masing arah adalah sebagai berikut.



Gambar 4.25 Idealisasi Respon Struktur Berdasarkan SNI 1726-2012 Arah X



Gambar 4.26 Idealisasi Respon Struktur Berdasarkan SNI 1726-2012 Arah Y

Tabel 4.26 Perbandingan Parameter Respons dengan Nilai Faktor pada SNI 1726-2012

Parameter Respons	Arah X		Arah Y	
	DDBD	SNI 2012	DDBD	SNI 2012
R (V_e/V_d)	7.75	8	8.66	8
Ω (V_u/V_d)	2.81	3	4.52	3
Cd (Δ_u/Δ_d)	3.86	5.5	6.61	5.5

Bisa disimpulkan bahwa parameter respon struktur yang dilakukan dengan pendekatan secara gaya akan memiliki nilai yang berbeda untuk masing-masing struktur arah X dan arah Y mengingat walaupun memiliki sistem rangka yang sama (rangka portal beton bertulang) tetapi konfigurasinya berbeda pada masing-masing arahnya.

Pada parameter respon aktual hasil perencanaan dengan *direct-displacement based design* (DDBD) dihasilkan nilai yang tidak jauh berbeda dengan nilai faktor yang didapat dari tabel-9 SNI 1726-2012. Dengan demikian hasil perencanaan Laboratorium Kebencanaan Teknik Sipil FT-UB dengan metode DDBD juga dapat diklasifikasikan berdasarkan sistem penahan gaya seismik berdasarkan SNI 1726-2012, yaitu masuk dalam kategori **Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)** dengan nilai R, Ω , dan Cd masing-masing adalah 8, 3, dan 5,5.

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil desain struktur yang dilakukan dengan menggunakan metode *direct displacement based design (DDBD)*, maka didapatkan hasil sebagai berikut :

1. Dalam kajian ini dilakukan perencanaan ulang Gedung Laboratorium Kebencanaan Teknik Sipil FT-UB pada *performance level Life Safety*, dengan simpangan rencana maksimum menurut ATC-40 yaitu 0,02.
2. Gempa rencana yang ditetapkan mempunyai periode ulang 500 ($2/3 \times S_{ms}$) tahun , agar probabilitasnya terbatas pada 2% selama umur gedung 50 tahun.
3. Nilai daktilitas perpindahan hasil perhitungan pendekatan dengan metode *DDBD* adalah 1,679 untuk arah X dan 1,997 untuk arah Y. Sedangkan nilai daktilitas perpindahan aktual hasil analisis *non-linear pushover* adalah 2,126 untuk arah X dan 2,402 untuk arah Y. Disimpulkan bahwa nilai daktilitas perpindahan hasil pendekatan dan aktual tidak jauh berbeda.
4. Nilai simpangan aktual hasil analisis *non-linear pushover* adalah 0,015 untuk arah X dan 0,016 arah Y. Dapat disimpulkan bahwa secara keseluruhan setelah mengalami gempa, struktur akan memiliki perilaku sesuai dengan *performance level* yang direncanakan di awal yaitu *life safety*.
5. Dari hasil perbandingan antara parameter-parameter hasil analisis dengan tabel Faktor R, Ω , dan Cd yang ada di *SNI 1726-2012*, Disimpulkan bahwa klasifikasi struktur berdasarkan sistem penahan gaya seismik, yaitu masuk dalam kategori Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

5.2 Saran

Untuk mempermudah proses desain menggunakan metode *direct displacement based design (DDBD)*, maka perlu diperhatikan beberapa hal berikut :

1. Data-data struktur lengkap mulai dari konfigurasi dan dimensi elemen struktur aktual, agar didapatkan gambaran perilaku struktur yang riil.
2. Pemahaman terhadap analisis dinamis struktur khususnya *non-linear pushover* agar bisa memberikan gambaran terhadap perilaku struktur pada kondisi riil.

3. Agar metode keruntuhan struktur sesuai dengan yang direncanakan yaitu *Beam Sway Mechanism*, sebaiknya kolom K3 tidak perlu dimodelkan (karena fungsi sebenarnya dari kolom K3 adalah untuk keperluan instalasi elevator) dalam analisis *nonlinear pushover* atau tetap dimodelkan namun dimensi kolom (30x30 cm) diperbesar.
4. Agar hasil pushover analisis dapat menggambarkan perilaku struktur yang lebih riil, maka interval pada *pushover step* sebaiknya diperkecil. Sehingga sendi plastis akan muncul sedikit demi sedikit secara bertahap.



DAFTAR PUSTAKA

- Budio, S.P (2013). *Dinamika*. Malang: Universitas Brawijaya.
- Badan Standarisasi Nasional. (2012). *SNI 03-1726-2012 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung*. Bandung: Badan Standarisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional . (2002). *SNI 03-2847-2002 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*. Bandung: Badan Standarisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional. (2013). *SNI 03-1727-2013 Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain*. Bandung: Badan Standarisasi Nasional.
- Departemen Pekerjaan Umum, 1983. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung (PPIUG 1983), Bandung : Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.
- Dewobroto, W. (2005). Evaluasi Kinerja Struktur Baja Tahan Gempa dengan Analisa Pushover. Jurusan Teknik Sipil-Universitas Pelita Harapan.
- ElAttar, A., Zaghaw, A., Elansary, A. (2014). Comparison Between The Direct Displacement Based Design and The Force Based Design Methods in Reinforced Concrete Framed Structures. *Second European Conference On Earthquake Engineering and Seismology. Istanbul*.
- Febriana, A , Wisnumurti, Wibowo, A.(2016). Analisis Pushover untuk Performance based Design (Studi Kasus Gedung B Program Teknologi Informasi dan Ilmu Komputer Universitas Brawijaya). *Journal Rekayasa Sipil Universitas Brawijaya*.
- FEMA 273. (1997). *NERHP Guidelines for Sismic Rehabilitation of Buildings*. Washington D.C: The Building Seismic Safety Council for The Federal Emergency Management Agency.
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington D.C: American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency
- FEMA 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington, D. C. Federal Emergency Management Agency.
- Fox, M. J., Sullivan, T. J., Beyer K. (2014). Comparison of Force-Based and Displacement-Based Design Approaches for RC Coupled Walls in New Zealand. *Bulletin of New Zealand Society of Earthquake Engineering*. Volume 47(3):190.
- Judi, H.J., Fenwick, R.C., Davidson B.J. (2001) Direct Displacement Based Design – a Definition of Damping. *NSZEE 2001 Conference*. University of Auckland.
- Malekpour, S. & Dashti, F.(2013). Application of the Direct Displacement Based Design Methodology for Different Types of RC Structural Sysytems. *International Journal of Concrete Structures and Materials*. Volume 1(7): 135-153.

- Manurung, Rido J. F. Wibowo, A, Budio, S, P. (2017). Static Nonlinear Pushover Analysis untuk Performance Based Design pada Gedung Pascasarjana Fakultas MIPA Universitas Gadjah Mada. *Journal Rekayasa Sipil Universitas Brawijaya*.
- Massena, B., Bento, R., Degee, H. (2010). Direct Displacement Based Design of a RC Frame – Case of Study. Universidade de Lisboa.
- Park, R. (1991). Ductility of Structural Concrete. Canterbury:IABSE reports.
- Pawirodikromo,Widodo. (2012). Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan. Yogyakarta:Pustaka Pelajar.
- Priestly, M.J.N. (2000). *Performance Based Seismic Design. 12th World Conference of Earthquake Engineering*. San Diego: University of California
- Priestly, M.J.N, Calvi, G.M., Kowalsky, M.J. (2007). Displacement Based Seismic Design of Structures. Pavia: IUSS Press.
- Priestly, M.J.N., Grant, D.N., Blandon, C. (2005). Direct-Displacement Seismic Design. *NSZEE Annual Conference*.
- Schodek, D. L. (1998). Struktur. terjemahan Bambang Suryoatmono. Bandung:Refika Aditama.
- Sullivan, T.J., Calvi, G.M., Priestley, M.J.N. (2004). Initial Stiffness Versus Secant Stiffness In Displacement Based Design. *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Canada: Vancouver B. C.
- Tavio & Wijaya, Usman. (2018). Desain Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja. Yogyakarta:ANDI.